

С.Р. МЕСЧЯН

РЕОЛОГИЧЕСКИЕ
ПРОЦЕССЫ
В ГЛИНИСТЫХ
ГРУНТАХ

С УЧЕТОМ ОСОБЫХ
ВОЗДЕЙСТВИЙ

С.Р. МЕСЧЯН

РЕОЛОГИЧЕСКИЕ ПРОЦЕССЫ В ГЛИНИСТЫХ ГРУНТАХ

С УЧЕТОМ ОСОБЫХ
ВОЗДЕЙСТВИЙ

5302



ББК 38.58

М 538

Рецензент: доктор технических наук **А.Л. Гольдин**

Редактор: доктор технических наук, профессор

Б.К. Карапетян

Месчан С.Р.

М 538 Реологические процессы в глинистых грунтах (с учетом особых воздействий)/[Научн. ред. Б.К. Карапетян].-Ер.: «Айастан», 1992, 395 с.; ил.

В книге рассмотрены теоретические основы реологии твердых деформируемых тел, даны сведения о глинистых грунтах, изложены их основные реологические свойства. Обобщены результаты исследований реологических свойств обыкновенных, просадочных и набухающих глинистых грунтов с учетом ряда особых воздействий. Описаны приборы и методы экспериментирования, изложены результаты обработки опытных данных, получены простые и удобные для практического приложения физические соотношения.

Рассчитана на широкий круг научных, инженерно-технических работников и аспирантов научно-исследовательских, проектных и изыскательских организаций, занимающихся исследованием механических и реологических свойств грунтов, а также студентов строительных и инженерно-геологических специальностей вузов.

М $\frac{3303000000}{701(01)-92}$ 97a-90

ББК 38.58

ISBN 5-540-00826-x

© Месчан С. Р., 1992

ПРЕДИСЛОВИЕ

Бурное развитие строительного производства привело к необходимости более углубленного исследования физико-механических свойств грунтов вообще, глинистых грунтов в частности в целях рационального использования их природных свойств при проектировании оснований, фундаментов и грунтовых сооружений. В связи с этим в последнее время уделяется серьезное внимание вопросам исследования реологических свойств — **ползучести, релаксации напряжений и прочности глинистых грунтов**, которые являются основой механики и реологии грунтов и представляют огромный интерес для решения как теоретических, так и практических задач. Неучет реологических свойств глинистых грунтов при проектировании фундаментов, возведенных на этих грунтах, в их среде или же из них, может стать причиной ошибок оценки чрезмерного развития осадок и смещений [55,60], изменения напряженно-деформированного состояния подземных (фундаментных) и наземных конструкций сооружений — нарушения их нормальных эксплуатационных условий и разрушения.

В силу большого разнообразия глинистых грунтов, сложности их состава, а также влияния множества факторов на их реологические свойства, определение последних является делом весьма сложным, трудоемким и одновременно чрезвычайно ответственным, поскольку ими, в основном, обусловлены прочность, долговечность и экономичность возводимых сооружений. Эти вопросы в настоящее время приобрели еще большее значение в связи с возведением многих, даже весьма ответственных сооружений в самых неблагоприятных инженерно-геологических условиях вообще, на слабых, набухающих и просадочных грунтах в частности.

В связи с огромным интересом специалистов к указанному выше вопросам ведутся большие исследовательские работы, позволяющие осуществлять более полное и всестороннее исследование реологических свойств глинистых грунтов в различных условиях напряженно-деформированного состояния с учетом наибольшего числа важнейших факторов. К числу этих факторов, наряду с величиной, скоростью приложения, продолжительностью действия напряжений и начального состояния плотности-влажности грунтов [57,79], следует отнести вибрационные, сейсмические, температурные воздействия, режимы замачивания, уплотнения и сдвига просадочных и набухающих грунтов, учет которых окажет решающее влияние на развитие механики и реологии глинистых грунтов, фундаментаостроения и инженерной геологии.

В настоящее время накопилось большое количество статей и докладов, опубликованных на страницах научных журналов, прочитанных на совещаниях, конференциях и симпозиумах, посвященных специальным вопросам исследования реологических свойств глинистых грунтов с учетом перечисленных выше факторов. Полученные в этой области результаты исследований пока не обобщены и критически не оценены, что существенно усложняет их практическое применение. Чтобы результаты исследований в рассматриваемой области донести до широкого круга читателей для их использования при решении практических задач, способствующих научно-техническому прогрессу, настало время их обобщения.

Предлагаемая вниманию читателей настоящая монография, в которой обобщены результаты исследований по специальным вопросам экспериментальной реологии глинистых грунтов - вибро-реологии, термореологии, реологии просадочных и набухающих грунтов, а также грунтов, используемых в качестве материала грунтовых сооружений, — по существу, является второй частью книги автора — «Экспериментальная реология глинистых грунтов» (Москва, Недра, 1985). В ней, в основном, изложены результаты исследований автора и его учеников, полученные в Институте механики АН Армении, в Институте геологических наук АН Армении и в Ереванском государственном университете в 1969-1989 г.

Пользуясь случаем, автор считает своим приятным долгом выразить свою глубокую благодарность коллегам и ученикам: Н.Г.

Ахназаряну, Р.Р. Галстяну, Р.Г. Бадалян, Р.А. Постолякян (Атабекияну), Р.П. Малакян, Г.Р. Шахназаряну, Г.В. Маркосяну и С.Г. Айрояну за сотрудничество и оказанную помощь при выполнении рассмотренных в монографии исследований. Автор выражает также искреннюю благодарность А.Л. Гольдину за внимательный просмотр книги и ряд весьма ценных замечаний и пожеланий.

Автор выражает глубокую благодарность Министерству строительства Республики Армения, Армводстрою, Институту геологических наук и Институту механики Академии наук республики Армения, Еревангидропроекту и Ереванскому городскому центру научно-технического творчества молодежи, финансовая помощь которых обеспечила возможность публикации этой книги.

Книга, разумеется, не лишена недостатков. Поэтому автор с большой благодарностью примет замечания и пожелания читателей, которые просим присылать по адресу: 375200, Ереван, ГСП, Институт геологических наук АН Армении.

PREFACE

Rapid development of building industry has led to the necessity of a more intensified study of physical and mechanical properties of soils, in general, and clayey soils, in particular, having in view rational utilization of their natural properties in designing bases, foundations and soil projects. In this connection serious attention has lately been paid to investigations of such rheological properties as creep, stress relaxation and strength of clayey soils, which form a basis for the soil mechanics and rheology and play an essential role in the solution of practical problems. If rheological properties of clayey soils are not taken into account in designing foundations erected either on these soils, in their medium, or using materials, it may cause errors in estimating the degree of subsidence and displacement, and changes in the stressed and deformed state of underground (foundation) and ground structures, i.e. it may lead to the violation of their normal operational conditions and to their destruction.

As there is a great variety of clayey soils with complicated composition, and numerous factors affect their properties, it is a very difficult and labour-consuming problem to determine their rheological properties; at the same time, it is a very responsible task as they mainly determine the strength, life and practicability of erected structures. At present these problems have acquired still greater significance as there are many, even very serious, projects constructed under the most unfavourable engineering and geological conditions in general, and on weak, swelling and subsiding soils, in particular.

As the problems indicated above are in the centre of attention of many specialists, there is a large volume of related investigations permitting a thorough and all-sided study of rheological properties of clayey soils and their stress-and-strain conditions taking account of the majority of the most important factors. Besides such factors as value, application rate, stress duration and initial state of the soil density and humidity, it is also necessary to include vibrational, seismic and temperature effects, moistening mode, compaction and shift of slumping and swelling soils which, being taken into account, may decisively affect the development of mechanics and rheology of clayey soils, foundation projects and engineering geology.

At present there is a great number of scientific articles and reports published in scientific journals and submitted to seminars, conferences and symposiums devoted to special problems of rheological properties of clayey soils, taking into account the factors mentioned above. Results of investigation in this field are not yet summarized and critically estimated, and, therefore, their practical application is considerably hindered.

Now it is time to summarize the results in order to bring them within the reach of wide circles of readers who could use them for practical solutions.

The present monograph, suggested to the readers, summarizes results of research devoted to special problems of experimental rheology of clayey soils such as vibrorheology, thermorheology, and rheology of slumping and swelling soils, as well as soils used as a building material in different soil projects. Actually, it is the second part of another monograph by the author entitled «*Experimentalnaya reologia glinistyykh gruntov*» (Experimental Rheology of Clayey Soils) (Moscow: Nedra, 1985). It is mainly devoted to the results of investigation obtained by the author and his followers at the institute of Mechanics of the Armenian Academy of Sciences, at the institute of Geology of the same Academy, and at the Yerevan State University in the period from 1969 to 1988.

ГЛАВА I

ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ

П.1.Введение

Длительная относительная деформация твердых тел $\varepsilon = \Delta l_0 / l_0$ (где Δl_0 - абсолютная деформация; l_0 - начальная длина базы образца) при одноосном сжатии (растяжении) образца (рис.1, а) под действием постоянного напряжения $\sigma = P/F$ (P - сила; F - площадь поперечного сечения образца) является суммой мгновенной ε_0 и ползучей ε_t деформаций (рис.1, б). Мгновенная деформация, как правило, является упругой-обратимой, а деформация ползучести, в зависимости от уровня напряжения и длительности его действия, как упругой, так и упругопластической - частично обратимой (рис.1, б). Если материал обладает свойством **старения** во времени, то в этом случае обратимые мгновенная и ползучая деформации зависят не только от длительности действия напряжений, но и от момента их приложения-от возраста материала.

Изменяемость состояния глинистых грунтов зависит как от старения в обычном понимании этого слова, так и от изменяемости их плотности-влажности и структурной прочности под действием уплотняющих и сдвигающих напряжений. Под действием указанных напряжений все реальные тела, в том числе и грунты, претерпевают деформации объема и формы (сдвига), которые взаимно связаны и оказывают друг на друга влияние. Деформации объема затухают во времени, а деформации сдвига, в зависимости от уровня касательного (сдвигового) напряжения, являются как затухающими, так и незатухающими во времени. Незатухающие деформации сдвига протекают как с постоянной, так и с возрастающей скоростью, завершающейся исчерпанием прочности материала- его разрушением (рис. 2). Напомним, что прочность твердых тел зависит от длительности действия напряжения (длительная прочность) (рис.3,б), а при постоянной деформации наблюдается снижение

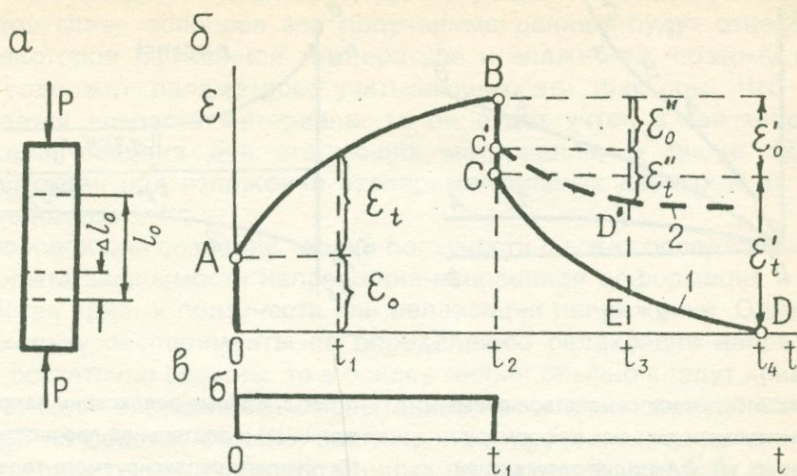


Рис.1. Схема деформирования элемента твердого тела при осевом сжатии (а) и графики реологического поведения тел (б), обладающие свойствами упругого 1, упругопластического 2 деформирования во времени t .

$\epsilon_0 = \epsilon'_0$, $\epsilon_t(t=t_1)$ и $\epsilon''(t=t_4)$ - мгновенные и ползучие деформации от приложения при $t=0$ и удаления при $t=t_2$ постоянного нормального напряжения $\sigma = \text{const}$ (в) упругоползучего тела; ϵ''_0 и ϵ''_t - обратимые мгновенная и ползучая деформации упругопластического тела в момент $t=t_3$.

начального напряжения во времени (релаксация напряжений) (рис.3,а) - явление, открытое Ф. Кольраушем в 1863 г.

Небезынтересно отметить, что длительное деформирование металлов (цинк, медь, железо) впервые было обнаружено К. Навье (1826) и Г. Кориолисом (1830). В 1834 г. Л. Вика, который открыл и исследовал явление ползучести металлов, опубликовал результаты ранее выполненных исследований по длительному деформированию проволок после их мгновенного удлинения (рис.1,б). Открытие явления **упругого последствия** - восстановления во времени деформаций ползучести после полной разгрузки шелковых нитей (рис.1,б), а также существование **памяти** в процессе их деформирования было сделано В. Вебером в 1835 ... 1841 гг.

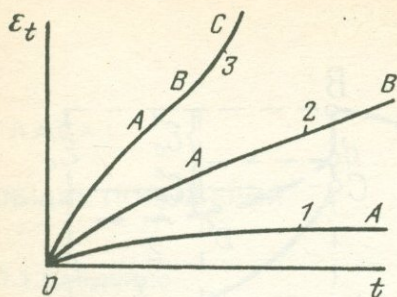


Рис.2. Типичное семейство кривых ползучести твердых деформируемых тел: **OA**-стадия затухающей ползучести; **AB**-стадия течения-ползучести с постоянной скоростью; **BC**-стадия прогрессирующего разрушения.

1-кривая затухающей ползучести;
2-кривая затухающей ползучести, переходящей в течение;
3-кривая затухающей ползучести, переходящей в области течения и ползучести с возрастающей скоростью (прогрессирующего разрушения).

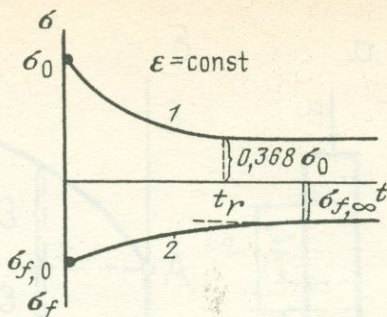


Рис.3. Кривые релаксации напряжения (1) и длительной прочности (2) твердого релаксируемого тела. σ_0 - начальное напряжение при $\varepsilon = \text{const}$; t_r - время релаксации (снижения) напряжения до $0,368 \sigma_0$; $\sigma_{f,0}$ - начальная прочность; $\sigma_{f,\infty}$ - предельно длительная прочность.

К.Ф. Гаусс, по опытам В. Вебера, предложил эмпирическое выражение упругого последействия [13].

Для определения изменений во времени напряжений и деформаций в заданном теле, если известны действующие на него внешние силы, перемещения на его поверхности или другие граничные условия, созданы различные **теории ползучести**, которые отличаются друг от друга уравнениями состояния (определяющими или физическими уравнениями), связывающими между собой напряжение, деформацию и время:

$$\varepsilon = f(\sigma, t). \quad (1.1)$$

Очевидно, что мгновенные ε_0 деформации и деформации ползучести ε_t зависят не только от величины напряжения σ и длитель-

ности его действия t , но и от возраста материала θ , температуры T и многих других факторов. Для упрощения рассматриваемых в этой главе вопросов все полученные данные будут отнесены к некоторой постоянной температуре и влажности, поэтому они не содержат параметров, учитывающих эти факторы. Что же касается возраста материала, то он будет учтен в той теории, которая создана для стареющих материалов, а также будет рассмотрен при изложении экспериментальных данных и их аппроксимации.

Основой для создания теорий ползучести служат определяемые из опыта зависимости напряжение-мгновенная деформация и семейства кривых ползучести или релаксации напряжений. Однако, поскольку эксперименты по определению релаксации напряжений достаточно сложны, то в основу теории обычно кладут кривые ползучести, определяемые испытанием нескольких образцов-близнецов на простое сжатие, растяжение и кручение под действием различных по величине постоянных напряжений (рис.4, б). Кроме этого, грунтовые образцы испытывают также на трехосное сжатие, одномерное уплотнение, скашивание и кручение совместно с уплотнением под действием нормальных напряжений.

Из семейства экспериментальных кривых ползучести определяют основные физические соотношения, характеризующие ползучесть материала: 1) зависимость напряжение-относительная деформация ползучести (рис.4,а); 2) зависимость относительная деформация ползучести-время для некоторого постоянного напряжения и всего семейства кривых.

Ниже рассматриваются физические соотношения (уравнения состояния) ряда теорий ползучести-старения, упрочнения, наследственности деформаций ползучести Л. Больцмана, наследственности пластической деформации ползучести и упругоползучего тела 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 (сдвига) материалов во времени вообще, глинистых грунтов в частности.

В этой главе рассматриваются также общие вопросы определения деформационных и прочностных свойств глинистых грунтов, которые будут использованы при изложении результатов экспериментальных исследований их реологических свойств с учетом ряда важнейших факторов.

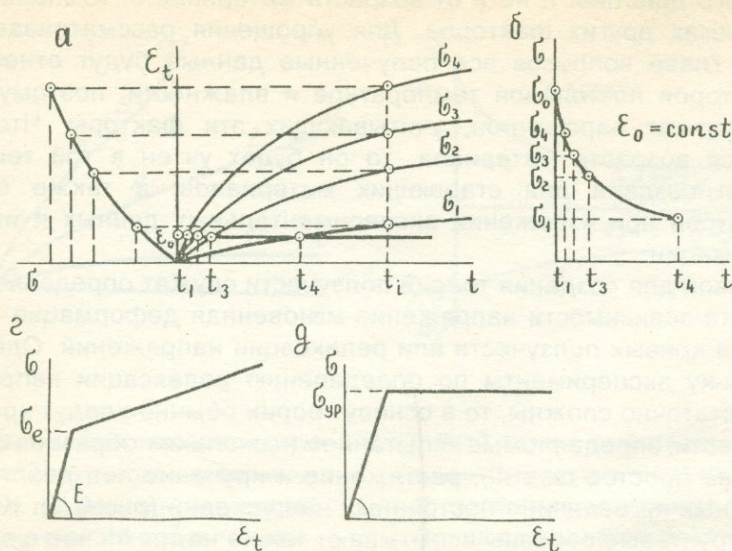


Рис.4. Семейство кривых ползучести твердого деформируемого тела, кривая ϵ_t - σ для момента времени $t=t_i$ (а), практический метод построения кривой релаксации напряжения σ_0 для $\epsilon_0 = \text{const}$ (б), диаграммы упругопластического деформирования тела с линейным и нелинейным упрочнением (в) и идеального упругопластического деформирования (г) σ_e - предел упругости; $\sigma_{ур}$ - предел текучести.

П.2. Основные физические соотношения

Зависимость напряжение - деформация ползучести

Ползучесть твердых тел может подчиняться линейному или нелинейному законам деформирования. В первом случае эта зависимость для некоторого фиксированного момента времени t выражается прямой, проходящей через начало координатных осей ϵ_t - σ (рис.4,а), и подчиняется закону Гука (1668 г.):

$$\begin{aligned} \epsilon_t &= B\sigma \\ \sigma &= E\epsilon_t \end{aligned} \quad (1.2)$$

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

В случае нелинейного закона деформирования кривая $\varepsilon_i - \sigma$ представляется единой кривой (рис. 4,а), в виде диаграммы упругопластического тела с линейным или нелинейным упрочнением (рис. 4,г) или идеального упругопластического тела Прандтля (рис. 4,д). Единая экспериментальная кривая зависимости $\varepsilon_i - \sigma$ аппроксимируется степенной, экспоненциальной, логарифмической, гиперболической и другими эмпирическими соотношениями.

Наиболее простым является **степенной закон деформирования** Я. Бернулли (1694), несправедливо приписываемый Г. Бюльфингеру (1729) [13]:

$$\varepsilon_i = B \sigma^n \quad (1.3)$$

где B и n -определяемые из опыта параметры.

Степенной закон деформирования (1.3) был использован Я. Бернулли и Г. Бюльфингером для аппроксимации деформирования струны из кишки животного, а И. Ходкинсоном (1822)-для изгиба деревянных балок. На основании многочисленных опытов К. Баха (1897) на растяжение, сжатие, кручение и изгиб разных материалов В. Шюле (1897) переоткрыл закон (1.3) Я. Бернулли, который в настоящее время известен под названием закона Баха-Шюле. Эта функция в дальнейшем была использована для аппроксимаций деформации металлов, горных пород, глинистых грунтов и других материалов [5,20,79].

В (1.3) параметр n является лишенной физического смысла безразмерной величиной, а B соответствует деформации элемента при $\sigma=1$ и имеет размерность, обратную размерности напряжения. Степенная функция, как отмечал М. Рейнер [101], обладает рядом недостатков. Например, из нее следует, что когда $n > 0$ и $\varepsilon_i \rightarrow 0$, модуль деформации для некоторого фиксированного значения деформации

$$E(\varepsilon_i = \text{const}) = B^{-\frac{1}{n}} \varepsilon_i^{\frac{1}{n}-1} = B_1 \varepsilon_i^{-n_1} \quad (1.4)$$

т.е. при отсутствии нагрузки тело является абсолютно жестким, а при неограниченном возрастании деформаций $E=0$. Для избежания этого парадокса Ф. Кольрауш и Э. Грюнайзен (1901) пришли к выводу, что наилучшей формулой для зависимости $\varepsilon_i - \sigma$ чугуна является соотношение (1.5)

$$\varepsilon_i = \alpha \sigma \mp \beta \sigma^n \quad (1.5)$$

или

$$\sigma = \alpha \varepsilon_i \pm b \varepsilon_i^n, \quad (1.6)$$

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

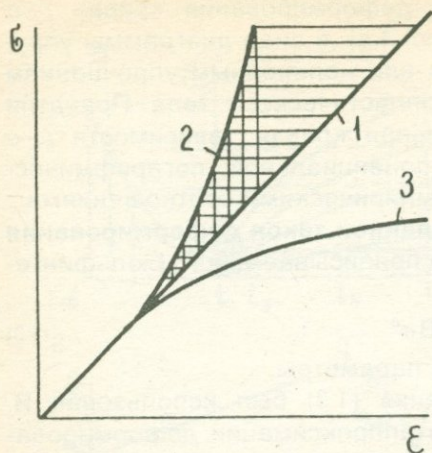


Рис.5. Схематическое изображение диаграмм напряжение-деформация линейнодеформируемого тела Гука (1), тела, обладающего нелинейным упрочнением (2) и нелинейного гидростатического сжатия (2) - уплотнения материала.

В (1.3) имеется также противоречие в размерности величины В, названное М. Рейнером [101] «возражением размерности». Последнее легко можно устранить, если напряжение представить в виде

безразмерной величины уровня напряжения $\frac{\sigma}{\sigma_f}$ (σ_f -временное

сопротивление материала или единичное напряжение), как это было сделано М. Рейнером при определении степенной связи между вязкостью и проводимостью стекла и А. Надаи (1954) при описании ползучести стали $\sigma = \sigma^*(\dot{\epsilon}/\dot{\epsilon}^*)$, где σ^* и $\dot{\epsilon}^*$ -константы материала, имеющие размерности напряжения и скорости деформации. Другие недостатки (1.3) устраняются различными приемами, приводящими к его существенному усложнению.

В выражениях (1.5) и (1.6), которые хорошо аппроксимируют кривые ϵ_t - σ , начальные участки которых близки к линейному закону деформирования (рис.5), как и (1.3), имеют противоречия в размерностях α, β, a и b , которые могут быть легко устранены указанным выше приемом-представлением напряжений и деформаций в безразмерных величинах. Отметим также, что (1.5) и (1.6) характеризуют деформирование образцов при одноосном сжатии и растяжении. Однако, они пригодны также для аппроксимаций деформаций кручения (сдвига) и деформаций изменения объема.

Выражение вида (1.5) было получено впервые П. Дюпеном в 1811 г. при исследовании зависимости прогиба балки от действия сосредоточенной силы, а (1.6)-И. Ходкинсоном в 1843 г. при аппроксимации результатов испытания железа на сжатие и растяжение

($n=2$)[13]. В дальнейшем соотношение (1.5) было использовано для аппроксимаций кривых ε_t - σ чугуновых стержней Ф. Кольраушем и Э. Грюнайзеном в 1901 г. ($n=1,5$), сжатия бетонных образцов — П.И. Васильевым (1951), объемных деформаций глинистых грунтов — С.Р. Месчаном в 1963 г. [60], а при решении задач нелинейной теории наследственности деформаций ползучести бетонных конструкций — Н.Х. Арутюняном [5] и другими.

Экспоненциальное соотношение для выражения зависимости напряжение - деформация впервые использовано Я. Риккати в 1721 г. В 1839 г. Ж. Понселе экспоненциальную функцию (1.7) использовал для описания деформации латуни, А. Эмблер (1880) — для деформации растяжения индийской резины, а К. Содерберг (1936) — для растяжения стали применил соотношение (1.8).

В несколько иных формах эта функция была записана Э. Хартингом (1893) для растяжения кожи, сжатия обожженной красной глины и пробки, П. Людвигом (1908) -для растяжения стали и т.д. Для объемных деформаций грунтов соотношения вида (1.9) использованы С.Р. Месчаном (1954) и С.С. Григорьяном (1960).

$$\varepsilon_t = \sigma(a + be^{m\sigma}), \quad (1.7)$$

$$\varepsilon_t = e^{-m\sigma} - 1, \quad (1.8)$$

$$\varepsilon_t = d[1 - e^{-\chi\sigma}], \quad (1.9)$$

где a, b, m, d и χ - определяемые из опыта параметры, e -основание натуральных логарифмов.

Для выражения зависимости ε_t - σ получили применение также логарифмические функции. В частности, Д. Лесли (1823) предложил логарифмическое соотношение, которое Ж. Понселе (1841) представил в следующем виде [13]:

$$\sigma = a + b \lg \varepsilon_t. \quad (1.10)$$

Для той же цели применяются следующие **гиперболические функции** [13]:

$$\varepsilon_t = \frac{\sigma}{a - b\sigma}, \quad (\text{Д. Г. Кокс, 1856}) \quad (1.11)$$

$$\varepsilon_t = a\sigma + b\sigma^2, \quad (\text{Г. Вертгейм, 1847}) \quad (1.12)$$

$$\varepsilon_t = \kappa \operatorname{sh} \frac{\sigma}{s}, \quad (\text{Л. Прандтль, 1928}) \quad (1.13)$$

$$\varepsilon_t = \frac{\sigma \sigma_{ур}}{E_o(\sigma_{ур} - \sigma)} \quad (\text{С.П. Тимошенко, 1931}) \quad (1.14)$$

Дробно-линейная (гиперболическая) зависимость С.П. Тимошенко применена С.С. Вяловым [17] для аппроксимаций кривых ε_t - σ

мерзлых и немерзлых грунтов. В отличие от других эмпирических соотношений, входящие в это выражение параметры не лишены физического смысла. Из (1.14) следует, что при $\sigma \rightarrow 0$ $E = \sigma/\varepsilon_t \rightarrow E_0$, а при $\sigma = \sigma_{yp}$ $E \rightarrow 0$. Здесь E_0 является начальным модулем деформаций, а σ_{yp} - пределом текучести, соответствующим неограниченному возрастанию деформаций $\varepsilon_t \rightarrow \infty$. Примечательным является то, что они содержат константы E_0 и σ_{yp} , при помощи которых кривую $\varepsilon_t - \sigma$ можно аппроксимировать вплоть до разрушения материала. Из сопоставления (1.14) и (1.11) следует, что $a = E_0$, $b = E_0/\sigma_{yp}$.

Зависимость деформация ползучести - время

Экспериментальные кривые ползучести (рис.4,б) могут характеризовать затухающую или незатухающую во времени деформацию (рис.2). Кривые затухающей ползучести аппроксимируют экспоненциальной функцией вида

$$\varepsilon_t = C_0 [1 - e^{-\Delta_0 t^{\lambda_0}}], \quad (1.15)$$

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

Выражение (1.15) предложено Ф. Кольраушем в 1863 г. для описания ползучести стекловолокна. В дальнейшем оно получило широкое применение в теории ползучести бетона [5], глинистых грунтов и других материалов с учетом их специфических особенностей.

Для аппроксимации кривых незатухающей ползучести стали (К. Содерберг), бетона (Штрауб), скальных пород (Ж.С. Ержанов) и глинистых грунтов (М.Н. Гольдштейн, С.С. Бабицкая, С.Р. Месчан и др.) получила широкое применение степенная зависимость

$$\varepsilon_t = A t^m, \quad (1.16)$$

где A и m - параметры, определяемые из опыта.

Соотношение (1.16) предсказывает непрерывное возрастание деформации во времени в условиях непрерывного снижения ее скорости $\dot{\varepsilon} \rightarrow 0$, не переходящей в течение, т.е. в деформацию с постоянной скоростью.

В реологии глинистых грунтов получили широкое применение также логарифмические функции Г.И. Покровского (1.17) и К. Бюиссмана (1.18) [79]:

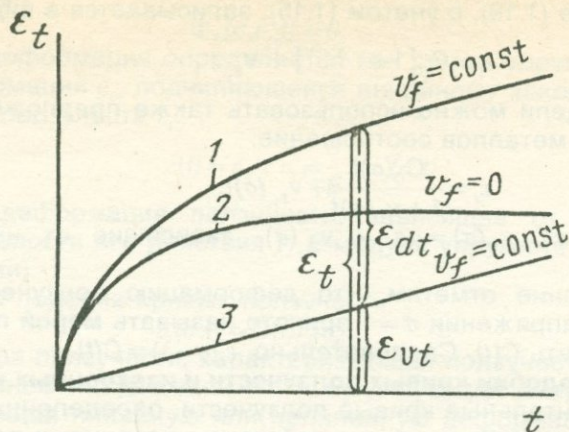


Рис.6. Кривая ползучести $\epsilon_t - t$ (1) и ее представление в виде кривых затухающей ползучести ϵ_{dt} (2) и течения ϵ_{vt} (3), v_f -конечная скорость ползучести.

$$\epsilon_t = L \ln(\lambda t + 1), \quad (1.17)$$

$$\epsilon_t = a + b \lg t, \quad (1.18)$$

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

Логарифмические функции, как и степенная зависимость (1.16), предсказывают постепенное, непрерывное снижение скорости ползучести ($\dot{\epsilon} \rightarrow 0$) при стремлении деформации к бесконечности, но с меньшей интенсивностью, чем по степенному закону. Отметим также, что выражение (1.18) менее строгое, чем (1.17). Из (1.17) следует, что при $t=0$, $\epsilon_t=0$, тогда, как по (1.18) $\epsilon_t=-\infty$. Следовательно, (1.18) пригодно только для описания ползучести при $t \geq 1$, а параметр a представляет собой деформацию ползучести материала к моменту времени $t=1$.

Кривые затухающей ползучести, переходящие в течение (рис.6), исключая третью стадию ползучести - стадию ускоряющейся деформации (рис.2), наступление которой для глинистых грунтов не представляет интереса с точки зрения предсказания деформаций, следуя И.Н. Эндрейде (1910), можно представить в виде двух кривых. Одна из них характеризует незатухающую (установившуюся) ползучесть - деформацию течения $\epsilon_v = t$, а другая - затухающую ползучесть ϵ_{dt} . Тогда суммарная деформация ползучести при данном постоянном напряжении $\sigma = \text{const}$ будет равна:

$$\epsilon_t = \epsilon_{dt} + \epsilon_{vt} = \epsilon_{dt} + v_v t, \quad (1.19)$$

где v_v - скорость относительной деформации вязкого течения.

Выражение (1.19), с учетом (1.15), записывается в виде

$$\varepsilon_t = C_0[1 - e^{-\Delta_0 t^{\lambda_0}}] + v_{\varepsilon_{t_i}} t \quad (1.20)$$

Для этой цели можно использовать также предложенное И.А. Одингом для металлов соотношение:

$$\varepsilon_t = \frac{C_0(\sigma)t}{1 + \kappa_0(\sigma)t} + v_{\varepsilon_{t_i}}(\sigma)t, \quad (1.21)$$

где $C_0(\sigma) = C\sigma^n$, $\kappa_0(\sigma) = \kappa\sigma$ и $v_{\varepsilon_{t_i}}(\sigma)$ - зависящие от напряжения величины.

В заключение отметим, что деформацию ползучести ε_t при единичном напряжении $\sigma = 1$ принято называть **мерой ползучести** [5] и обозначать $C(t)$. Следовательно, $\varepsilon_t(\sigma=1) = C(t)$.

О взаимоподобии кривых ползучести и изохронных кривых ε_t - σ

Экспериментальные кривые ползучести, определенные испытанием образцов-близнецов под действием различных по величине постоянных напряжений, могут быть взаимоподобными или не взаимоподобными.

Взаимоподобие кривых вообще, ползучести в частности, определяется постоянной пропорциональностью их ординат, т.е. условием получения одних кривых умножением ординат других на постоянный множитель. Если за основу принять кривую, определенную при единичном напряжении (кривую меры ползучести) $\sigma = 1$, то указанный множитель будет некоторой функцией напряжения $F(\sigma)$ [79], определяемой по результатам аппроксимации изохронных кривых ε_t - σ (на рис. 4, а показана одна изохронная кривая для $t=t_1$) выражениями (1.2)...(1.14) и удовлетворяющей условию $F(\sigma=1) = 1$.

Из взаимоподобия кривых ползучести (рис.4,б) следует, что взаимоподобны и кривые ε_t - σ (рис.4,а), построенные для различных моментов времени t_i . Это значит, что для различных значений моментов времени t_i будем иметь одну единую функцию напряжений $F(\sigma)$. Очевидно, что при отсутствии подобия между кривыми ползучести $F(\sigma)$ будет зависеть от фактора времени t . Поэтому, в этом случае выражения (1.2)...(1.14) должны быть определены для различных фиксированных моментов времени t_i , а соотношение ε_t - σ записано следующим образом:

$$\varepsilon_t = \varepsilon_t(\sigma, t) \quad (1.22)$$

П.3. Основные положения теории старения

1. Теория старения, которая не имеет ничего общего с явлением физического старения материалов во времени, согласно формулировке К. Содерберга определяется (при $T = \text{const}$) существованием постоянной зависимости между напряжениями, деформациями

и временем

$$\Phi_1(\sigma, \varepsilon, t) = 0, \quad (1.23)$$

а полная деформация определяется как сумма упругой (мгновенной) деформации ε_e , подчиняющейся линейному закону (1.2), и деформации ползучести ε_t :

$$\varepsilon(t) = \varepsilon_e + \varepsilon_t = \frac{\sigma}{E} + \varepsilon_t(\sigma, t), \quad (1.24)$$

где $\varepsilon_t(\sigma, t)$ -деформация ползучести, зависящая от напряжения σ и длительности его действия t ; E -модуль упругости (мгновенной деформации).

В случае подобия кривых ползучести

$$\varepsilon_t(\sigma, t) = C(t)F(\sigma), \quad (1.25)$$

где $C(t)$ -мера ползучести, характеризующая ползучесть материала при единичном напряжении $\sigma = 1$; $F(\sigma)$ - функция напряжения, характеризующая линейную или нелинейную деформацию ползучести. При линейной ползучести $F(\sigma) = \sigma$.

Функция напряжения определяется из следующего соотношения:

$$F(\sigma) = \frac{\varepsilon_t(\sigma)}{\varepsilon_t(\sigma=1)} = \frac{\varepsilon_t(\sigma)}{C(t)}, \quad (1.26)$$

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

Выражение (1.24), с учетом (1.25), записывается в виде

$$\varepsilon_t = \frac{\sigma}{E} + C(t)F(\sigma) = \frac{\sigma}{E} + C(t)\sigma^n, \quad (1.27)$$

где $F(\sigma)$ определяется из соотношения (1.26) с учетом (1.3):

$$F(\sigma) = \frac{B\sigma^n}{B} = \sigma^n. \quad (1.28)$$

Мера ползучести $C(t)$ может быть представлена выражениями видов (1.15)...(1.19), определяемыми аппроксимацией опытных кривых, полученных при единичном напряжении $\sigma = 1$.

В формулировке (1.27) уравнение релаксации напряжений по теории старения, при $\varepsilon_0 = \varepsilon_e + \varepsilon_t = const$, записывается следующим образом:

$$\varepsilon_0 = \frac{\sigma_0}{E} = \frac{\sigma_t}{E} + \varepsilon_t = \frac{\sigma_t}{E} + C(t)\sigma_t^n = const, \quad (1.29)$$

где ε_0 - начальная мгновенная деформация; σ_0 - начальное напряжение; σ_t - напряжение в момент времени t ; ε_t - деформация ползучести в момент времени t .

Чтобы построить кривую релаксации напряжений следует задать несколько значений σ_t , по этим значениям σ_t из (1.29) определить функцию $C(t)$, а по ее кривой (полученной из опыта при $\sigma = 1$)

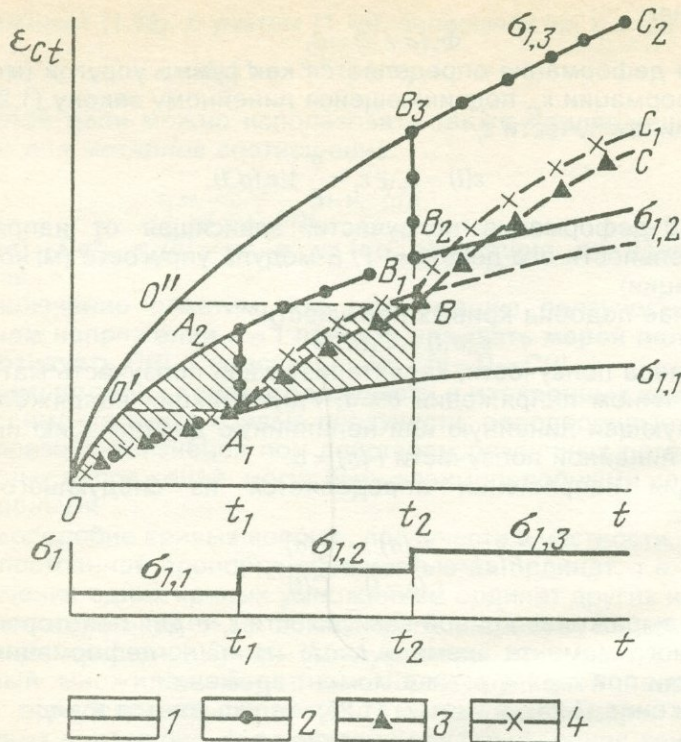


Рис.7. Схема графического построения кривых ползучести при ступенчато-возрастающих напряжениях по теориям старения (2), упрочнения (3) и наследственной ползучести (4) на основании семейства экспериментальных кривых ползучести (1).

соответствующие им значения времени t . Для построения семейства кривых релаксации напряжений эту операцию следует повторить для различных значений σ_0 . Кривую релаксации напряжений можно построить также графическим методом, используя для этого семейство экспериментальных кривых ползучести [50]. Для построения кривой релаксации напряжений при начальной постоянной деформации $\varepsilon_0 = \text{const}$ ($\sigma_0 = \varepsilon_0 E$) следует на графике семейства кривых ползучести (рис.4,б) провести (на расстоянии ε_0 от начала координат) параллельную к оси абсцисс прямую, отметить точки ее пересечения с кривыми ползучести и определить соответствующие им значения времени t . Зная величины σ и соответствующие им значения t , строят кривую релаксации напряжений (рис.4, в).

В основное уравнение (1.27) теории старения время входит в явном виде. Это значительно облегчает решение прикладных задач, но приводит к неинвариантности (1.27) 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 - от наследственности деформаций ползучести.

Проверка применимости теории старения для описания процесса ползучести тела, как и по всякой другой теории, сводится к сопоставлению кривых ползучести (рис.7), определенных из опыта при переменной во времени (ступенчато-возрастающей) нагрузке (сплошная линия) и построенных (штрих-пунктир) по уравнению теории, составленному на основании аппроксимации экспериментальных кривых, полученных испытанием образцов-близнецов под действием различных по величине постоянных напряжений $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ и т.д. (см.рис.7).

При линейной и нелинейной ползучести длительные деформации при ступенчато-возрастающей нагрузке по теории старения определяют соответственно из следующих соотношений:

$$\varepsilon_i = C(t_1)\sigma_1; C(t_2-t_1)\sigma_2; \dots C(t_k-t_{k-1})\sigma_k, \quad (1.30)$$

$$\varepsilon_i = C(t_1)\sigma_1^n; C(t_2-t_1)\sigma_2^n; \dots C(t_k-t_{k-1})\sigma_k^n \quad (1.31)$$

Уравнения (1.30) и (1.31) предсказывают, что в пределах первой ступени напряжения σ_1 (рис.7) деформация ползучести протекает по отрезку OA кривой $\sigma_1 = const$. При увеличении напряжения (в момент времени t_1 до σ_2 теория предсказывает скачкообразное изменение деформации на величину A_1A_2 в тот же момент времени, и дальнейшее ее возрастание по отрезку экспериментальной кривой A_2B_2 при $\sigma_2 = const$. Точно так же при возрастании напряжения до σ_3 в момент времени t_2 имеет место скачкообразное изменение деформации на величину B_2B_3 в тот же момент времени и дальнейшее ее развитие во времени по отрезку B_3C_2 экспериментальной кривой ползучести при $\sigma_3 = const$.

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 напряжений. Как видно на рис.7, предсказание теории о процессе ползучести тела плохо согласуется с экспериментом при ступенчато-возрастающих напряжениях. В эксперименте никогда не наблюдается скачкообразного изменения ползучести в моменты приложения ступеней напряжения. Вместе с тем эта теория приводит к правильным качественным и коли-

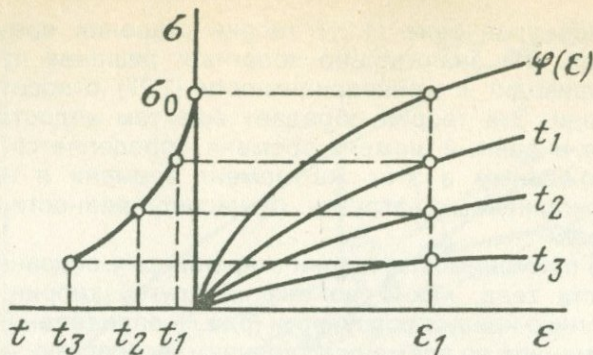


Рис.8. Семейство кривых $\sigma - \varepsilon$ для разной длительности действия постоянных напряжений и кривая $\sigma - t$ для фиксированной деформации $\varepsilon_1 = \text{const}$.

качественным результатам при постоянных и слабо изменяющихся напряжениях.

Проверку теории ползучести можно осуществить также аппроксимацией экспериментальных кривых релаксации напряжений по кривым ползучести. Однако предсказания кривых релаксации напряжений различными теориями качественно удовлетворительны, а количественное расхождение можно отнести к разбросу опытных данных [99]. Поэтому проверка применимости теории по изложенной выше методике является предпочтительней в силу контрастности полученных результатов.

2. Используя семейство изохронных кривых $\varepsilon - \sigma$ (рис.8), 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:

$$\sigma = \varphi(\varepsilon, t). \quad (1.32)$$

Принимая условие подобия кривых $\varepsilon - \sigma$ (рис.8) для различных моментов времени (включая $t=0$), Ю.Н. Работнов выражение (1.32) представил в виде произведения двух функций:

$$\sigma = \varphi(\varepsilon)\theta(t) \text{ или } \varphi(\varepsilon) = \sigma\theta_1(t), \quad (1.33)$$

где $\theta_1(t)$ - некоторая функция времени; $\varphi(\varepsilon)$ - некоторая функция только деформаций.

При $t=0$, $\theta(t=0)=1$, тогда из (1.33) будем иметь

$$\sigma = \varphi(\varepsilon) = A\varepsilon^\lambda, \quad (1.34)$$

характеризующую определяемую из опыта закономерность нелинейного сжатия (растяжения) стали в момент времени $t=0$, т.е. неподчинение деформаций закону Гука (1.2).

Для определения функции времени $v(t)$ используется аппроксимация кривой σ - t , построенной для фиксированного значения деформации ε , показанной в левой части рис.8 выражением

$$\sigma(t) = \frac{\sigma_0}{1 + \lambda t^\beta}, \quad (1.35)$$

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

Функция времени, на основании (1.35), записывается следующим образом:

$$v(t) = \frac{1}{1 + \lambda t^\beta}, \quad (1.36)$$

удовлетворяющая условию $v(t=0) = 1$.

Если кривые ε - σ взаимно не подобны, 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). Эта теория устанавливает зависимость между скоростью ползучести $\dot{\varepsilon}_t$, напряжением σ и временем t :

$$\dot{\varepsilon}_t = \dot{\varepsilon}_t(\sigma, t). \quad (1.37)$$

В случае подобия кривых ползучести (1.37) записывается в виде

$$\dot{\varepsilon}_t = F(\sigma)B_1(t), \quad (1.38)$$

где

$$B_1(t) = \frac{d}{dt}C(t). \quad (1.39)$$

Если иметь в виду то, что скорость упругой деформации

$$\dot{\varepsilon}_e = \frac{1}{E} \frac{d\sigma}{dt}, \quad (1.40)$$

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

$$\dot{\varepsilon} = \frac{1}{E} \frac{d\sigma}{dt} + B_1(t)\sigma^n, \quad (1.41)$$

обобщающее уравнение Максвелла на случай переменной вязкости [66].

Для получения выражения релаксации напряжений принимает-ся, что в момент времени $t=0$ тело получает постоянную деформацию $\varepsilon_0 = \sigma_0/E = \text{const}$. Если ε_0 подставить в левую часть (1.41), получим уравнение релаксации напряжений:

$$\frac{d\sigma}{dt} + \sigma^n B_1(t) E = 0, \quad (1.42)$$

а из его интегрирования, с учетом начального условия $\sigma(t=0) = \sigma_0$, следует, что с ростом времени напряжение в теле уменьшается:

$$\sigma(t) = \sigma_0 \left[1 + (n-1) E \sigma_0^{n-1} C(t) \right]^{-\frac{1}{n-1}}. \quad (1.43)$$

Если первый член правой части (1.41) приравнять к нулю, т.е. пренебречь скоростью упругих деформаций, а $B_1(t)$ заменить предельным значением скорости деформации ползучести B_1 , то будем иметь выражение

$$\dot{\varepsilon}_t = B_1 \sigma^n, \quad (1.44)$$

называемое уравнением теории постоянной скорости (течения) в формулировке Л.М. Качанова (1960). Выражение (1.44) устанавливает нелинейную зависимость между скоростью течения и напряжением. В этой теории истинная кривая ползучести заменяется прямой течения $\dot{\varepsilon}_t$, проходящей через начало координат (рис.6), что в ряде случаев вполне допустимо.

Рассмотрение релаксации напряжений в теории течения не имеет смысла.

П.4. Теория упрочнения

Теория упрочнения сформулирована работами П. Людвига, А. Надаи, К. Дейвенпорта и развита трудами Ю.Н. Работнова [99] и его учеников. Эта теория устанавливает постоянную зависимость между скоростью ползучести $\dot{\varepsilon}_t$, напряжением σ и величиной деформаций ползучести ε_t , накопленной материалом до данного момента времени:

$$\Phi_2(\sigma, \dot{\varepsilon}_t, \varepsilon_t) = 0. \quad (1.45)$$

Выражение (1.45) можно записать также в виде

$$\dot{\varepsilon}_t = \frac{f_1(\sigma)}{f_2(\varepsilon_t)}, \quad (1.46)$$

из которого следует, что с увеличением σ скорость ползучести возрастает, а по мере накопления деформаций она уменьшается. Уменьшение скорости ползучести объясняется изменением состояния тела - его **упрочнением**.

Предпосылки, положенные в основу теории упрочнения, полностью согласуются с экспериментом в пределах затухающей ползучести (рис.2). Действительно, если учесть то, что скорость ползучести представляет собой угловой коэффициент касательной к заданной точке кривой, то по мере возрастания времени, действия нагрузки и накопления деформаций она будет уменьшаться до некоторой постоянной величины. Вместе с тем при переходе от одной кривой ползучести к другой в некоторый фиксированный момент времени t (рис.4, б) увеличение σ приводит к возрастанию скорости ползучести.

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

$$f_1(\sigma) = \chi \sigma^\beta, \quad (1.47)$$

$$f_2(\varepsilon_t) = \varepsilon_t^\alpha, \quad (1.48)$$

основное уравнение теории упрочнения запишется в следующем виде:

$$\dot{\varepsilon}_t = \frac{\chi \sigma^\beta}{\varepsilon_t^\alpha} \quad (1.49)$$

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

$$\varepsilon_t^\alpha d\varepsilon_t = \chi \sigma^\beta dt. \quad (1.50)$$

Принимая, что при $t=0$, $\varepsilon_t=0$, из (1.50) получим уравнение семейства кривых ползучести для постоянных напряжений:

$$\varepsilon_t = \left[(1+\chi) \chi \right]^{\frac{1}{1+\alpha}} \sigma^{\frac{\beta}{1+\alpha}} t^{\frac{1}{1+\alpha}} = \left[\frac{\chi}{m} \right]^m \sigma^{\beta m} t^m, \quad (1.51)$$

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

По теории упрочнения полная деформация стержня определяется из следующего выражения:

$$\varepsilon(t) = \varepsilon_e + \varepsilon_t = \frac{\sigma}{E} + \left[\frac{\chi}{m} \right]^m \sigma^{\beta m} t^m. \quad (1.52)$$

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

Степенной вариант теории упрочнения (1.49) хорошо описывает начальные участки кривых ползучести в стадии затухающих деформаций. Для описания деформаций по теории упрочнения Ю.Н. Работновым [99] функция $f_1(\sigma)$ представлена экспоненциальной зависимостью: $f_1(\sigma) = k \exp(\sigma/A)$.

Для определения кривых релаксации напряжений, как и ранее, когда элемент при $t=0$ получает общую постоянную деформацию $\varepsilon_0 = \sigma_0/E = const$, согласно (1.29) будем иметь:

$$\varepsilon_t = \sigma_0/E - \sigma/E. \quad (1.53)$$

Тогда выражение (1.50), с учетом (1.53) и $d\varepsilon = d\sigma/E$, примет вид

$$- [\sigma_0 - \sigma]^z \frac{d\sigma}{\sigma^\beta} = \chi E^{z+1} dt, \quad (1.54)$$

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

$$t = \frac{1}{\chi E^{z+1}} \int_{\sigma}^{\sigma_0} (\sigma_0 - \sigma)^z \frac{d\sigma}{\sigma^\beta}. \quad (1.55)$$

Кривая релаксации напряжений может быть построена и графическим методом, предложенным К. Дейвенпортом, основанным на использовании густого семейства кривых ползучести, который подробно изложен в известной монографии Ю.Н.Работнова [99]. Проверку нелинейной теории упрочнения, с учетом (1.51), выполняют построением кривой ползучести при ступенчатом возрастании напряжений по следующему соотношению (В.С. Наместников, А.А. Хвостунков, 1960 г.):

$$\varepsilon_t = \left[\frac{\chi t_1}{m} \sigma_1^\beta + \frac{\chi(t_2 - t_1)}{m} \sigma_2^\beta + \dots + \frac{\chi(t_k - t_{k-1})}{m} \sigma_k^\beta \right]^m. \quad (1.56)$$

Выражение (1.56) предсказывает, что, как и в теории старения, в пределах первой ступени напряжения σ_1 (рис.7) деформация ползучести протекает по отрезку OA_1 экспериментальной кривой ползучести, определенной при $\sigma_1 = const$. При возрастании напряжения до σ_2 в момент времени t_1 скорость ползучести будет обусловлена величиной σ_2 и деформацией ползучести ε_{t_1} , накопленной телом в точке A_1 под действием σ_1 до момента времени t_1 .

Тогда деформация ползучести из точки A_1 пройдет со скоростью, равной скорости ее возрастания по кривой $\sigma_2 = \text{const}$, начиная с точки O' , где $\varepsilon_t(A_1) = \varepsilon_t(O')$. Следовательно, для построения кривой ползучести для σ_2 следует кривую ползучести при $\sigma_2 = \text{const}$ сдвинуть вправо так, чтобы O' совпала с точкой A_1 , т.е. с момента времени t_1 кривая ползучести должна быть параллельной кривой OB_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) $\sigma_3 = \text{const}$.

П. 5. Теория наследственной деформации ползучести Л. Больцмана

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

Согласно Л. Больцману, напряжение в упругом теле зависит не только от деформации, возникшей 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» $K(t - \nu)$, определяющей скорость ползучести тела от действия единичного напряжения, приложенного в момент времени $t = 0$, и суммируя приращения деформаций (вызванные приращениями напряжений), на основе закона наложения получено уравнение состояния упругоползучего тела в виде следующего интегрального уравнения:

$$\varepsilon(t) = \frac{\sigma_0}{E} + \int_0^t K(t - \theta) \sigma(\theta) d\theta, \quad (1.57)$$

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

Выражение (1.57) 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 $(t-l)$, а их произвольной функцией $K(t,l)$. Уравнение В. Вольтерра, в отличие от (1.57), инвариантно относительно начала отсчета времени. В связи с изложенным выше, эта теория обычно называется теорией наследственных деформаций ползучести Больцмана – Вольтерра.

Решение уравнения (1.57) относительно σ записывается в виде

$$\sigma(t) = E\varepsilon_0 - \int_0^t R(t-l)\dot{\varepsilon}(l)dl. \quad (1.58)$$

В уравнениях (1.57) и (1.58) 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 (1.57) и (1.58) переписываются в следующем виде:

$$\begin{aligned} \dot{\varepsilon}(t) &= \frac{\sigma_0}{E} + \sigma_0 \int_0^t K(t-l)dl, \\ \sigma(t) &= \varepsilon_0 E - \varepsilon_0 \int_0^t R(t-l)dl, \end{aligned}$$

Дифференцируя эти уравнения по t и принимая, что $\sigma_0 = 1$ и $\varepsilon_0 = 1$, получим:

$$\left. \begin{aligned} K(t-l) &= \frac{d\dot{\varepsilon}}{dt}; \\ R(t-l) &= -\frac{d\sigma}{dt}, \end{aligned} \right\} \quad (1.59)$$

т.е. ядро интегрального уравнения $K(t-l)$ и его резольвента $R(t-l)$ представляют собой скорости изменения ползучести и напряжения при $\sigma_0 = 1$ и $\varepsilon_0 = 1$. Следовательно, эти функции определяются испытанием образцов при постоянном единичном напряжении $\sigma_0 = 1$ и постоянной единичной деформации $\varepsilon_0 = 1$.

Уравнения (1.57) и (1.58) обобщают все известные уравнения состояния, заданные в дифференциальной форме. В зависимости

от вида функции ползучести $K(t-l)$ и релаксации напряжений $R(t-l)$ из указанных соотношений можно получить законы деформирования ньютоновского, максвелловского тел, тела Кельвина — Фохта, Гогенемзера — Прагера и т.д. [60]. При $(t-l)=0$ уравнение (1.57) переходит в закон Гука (1.2).

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

$$K(t-l) = \frac{d}{dt} A(t-l) = \frac{A}{t-l}, \quad (1.60)$$

где $(t-l)$ — длительность действия напряжения; A — параметр, определяемый из опыта.

П. 6. Теория пластической наследственности деформаций ползучести

Ю.Н. Работнов в 1948 г. теорию упругой (линейной) наследственности деформаций Больцмана-Вольтерра (см. П. 5) распространил на пластические деформации — на область нелинейной ползучести. При построении своей теории автор исходил из условия подобия изохронных кривых $\varepsilon - \sigma$ (рис.8).

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

$$\varphi(\varepsilon) = \sigma(t) + \int_0^t K(t-l) \sigma(l) dl, \quad (1.61)$$

где $\varphi(\varepsilon)$ — функция деформации вида (1.34).

При постоянном напряжении $\sigma = \sigma_0 = \text{const}$ (1.61) принимает вид

$$\varphi(\varepsilon) = \sigma_0 \left[1 + \int_0^t K(t-l) dl \right] = \sigma_0 \left[1 + \Gamma(t-l) \right], \quad (1.62)$$

где

$$\Gamma(t-l) = \int_0^t K(t-l) dl \quad (1.63)$$

При $t-l=0$ $\Gamma(t-l)=0$, тогда из (1.62) получается выражение (1.34) кривой $\varepsilon - \sigma$ для этого момента времени (рис.8). Из (1.62) следует также, что между $\varphi(\varepsilon)$ и $\Gamma(t-l)$ имеется линейная зависимость, поэтому кривые $\varphi(\varepsilon)$ могут быть получены из кривой $\varepsilon - \sigma$ при $t=0$ простым линейным преобразованием.

Ю.Н. Работнов для $\varphi(\varepsilon)$ применил выражение (1.34), а для $K(t-l)$ соотношение

$$K(t-l) = A_1(t-l)^{-\alpha}, \quad (1.64)$$

определяемое из (1.59) с учетом выражения меры ползучести (1.16).

Учитывая (1.34) и (1.64), уравнение (1.62) можно записать следующим образом:

$$A\varepsilon^\alpha = \left[1 + \frac{A_1}{1+\alpha} t^{1-\alpha} \right] \sigma_0. \quad (1.65)$$

Из решения (1.61) относительно σ получается выражение релаксации напряжений:

$$\sigma(t) = \varphi(\varepsilon) - \int_0^t R(t-l)\varphi(\varepsilon)dl, \quad (1.66)$$

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

П.7. Теория упругоползучего тела

Теория упругоползучего тела является применением линейной теории наследственной деформации ползучести Больцмана-Вольтерра (см. выше) к стареющим во времени материалам (в первую очередь к бетонам) и ее дальнейшим развитием на случай нелинейной ползучести.

В основу линейного варианта теории Г.Н. Масловым [51] 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 напряжений, 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 материала** l .

В соответствии с изложенным выше полная относительная деформация сжатия (растяжения) элемента при постоянном единичном напряжении $\sigma=1$ определяется из следующего соотношения (рис.9):

$$\delta(t, l) = \varepsilon_0(l) + \varepsilon_t(t, l) = \frac{1}{E_0(l)} + C(t, l), \quad (1.67)$$

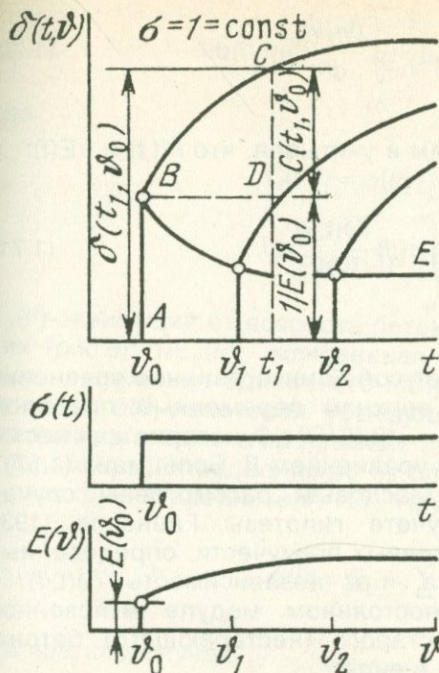


Рис.9. Кривые длительного деформирования $\delta(t, \nu) - t$ стареющего материала, определенные в его возрастах $\theta_0, \theta_1, \dots$ под действием единичного $\sigma = 1 = \text{const}$ постоянного напряжения и модуля мгновенной деформации $E - \theta$.

AB-мгновенная деформация в возрасте материала $\theta = \theta_0$, CD-деформация ползучести при $t = t_1$ от приложения единичного напряжения в возрасте θ_0 ; BE-кривая изменчивости мгновенной деформации в зависимости от θ .

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

Выражение полной относительной деформации от действия постоянного напряжения $\sigma(\theta_0)$ записывается в виде

$$\varepsilon(t) = \delta(t, \theta_0) \cdot \sigma(\theta_0), \quad (1.68)$$

а в случае нарастания напряжения ступенями $\Delta_i \sigma(\theta_i)$, при $t \geq \theta_0$ будем иметь

$$\varepsilon(t) = \sigma(\theta_0) \cdot \delta(t, \theta_0) + \sum_{i=1}^n \Delta_i \sigma(\theta_i) \cdot \delta(t, \theta_i), \quad (1.69)$$

где θ_i - моменты приложения ступеней напряжения.

При непрерывном нарастании напряжения σ (1.69) записывается в следующей интегральной форме:

$$\varepsilon(t) = \sigma(\theta_0) \cdot \delta(t, \theta_0) + \int_{\theta_0}^t \frac{d\sigma(\theta)}{d\theta} \delta(t, \theta) d\theta, \quad (1.70)$$

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

$$\varepsilon(t) = \frac{\sigma(t)}{E_0(t)} - \int_{\theta_0}^t \sigma(\theta) \frac{\partial \delta(t, \theta)}{\partial \theta} d\theta. \quad (1.71)$$

Выражение (1.71) представляет собой интегральное уравнение В. Вольтерра второго рода с верхним переменным пределом относительно $\sigma(t)$, с ядром $K(t, \theta) = \partial \delta(t, \theta) / \partial \theta \leq 0$, которое для нестареющего материала совпадает с уравнением Л. Больцмана (1.57).

Для выражения $\delta(t, \theta)$ 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. независимость $\partial \delta(t, \theta) / \partial \theta$ от координаты θ и 2) при постоянном модуле мгновенной деформации E_0 и ползучести старого (нестареющего) бетона. В первом случае (1.67) записано в виде

$$\delta(t, \theta) = \frac{1}{E_0(\theta)} + C(t) - C(\theta), \quad (1.72)$$

а во втором случае:

$$\delta(t, \theta) = \frac{1}{E_0} + \frac{1}{C_0} [1 - e^{-\Delta(t - \theta)}], \quad (1.73)$$

где C_0 и Δ — определяемые из опыта параметры.

Из выражения (1.72)-основного уравнения теории старения бетона, развитой в работах И.И. Улицкого, следует, что если известна мера ползучести бетона $C(t, \theta_0)$, загруженного в возрасте θ_0 , то для получения меры ползучести для любого другого возраста следует из кривой $C(t, \theta_0)$ вычесть величину $C(\theta_i, \theta_0)$, т.е. $C(t, \theta_i) = C(t, \theta_0) - C(\theta_i, \theta_0) = C(t) - C(\theta_i)$. Здесь время отсчитывается с момента загрузки $\theta_0 = 0$, поэтому $t_1, t_2, \dots$ означают продолжительность действия напряжения.

Для случая стареющего во времени бетона, когда мгновенные и ползучие деформации зависят от его возраста, соотношение (1.73) Н.Х. Арутюнян [5] представил в следующем виде:

$$\delta(t, \theta) = \frac{1}{E_0(\theta)} + C(t, \theta), \quad (1.74)$$

где

$$C(t, \theta) = \varphi(\theta) [1 - e^{-\Delta(t - \theta)}], \quad (1.75)$$

$$E_0(\theta) = E_f [1 - \beta_0 e^{-\alpha_0 \theta}], \quad (1.76)$$

$E_0(\theta)$ -зависящий от возраста бетона модуль мгновенной деформации (рис.9); $1/E_0(\theta)$ - мгновенная деформация в момент времени θ от приложения единичного напряжения $\sigma=1$; $C(t, \theta)$ - **мера ползучести**; $\varphi(\theta)$ -некоторая убывающая функция, характеризующая старение материала во времени (функция старения); Δ , β_0 , α_0 и E_f - параметры, определяемые из опыта.

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

$$\varphi(\theta) = C_0 + \sum_{k=1}^m \frac{A_k}{\theta^k}, \quad (1.77)$$

а в частном случае

$$\varphi(\theta) = C_0 + \frac{A_1}{\theta}. \quad (1.78)$$

К.С. Карапетян, С.Р. Месчан и И.Е. Прокопович (60,79) функцию (1.78) записали в виде:

$$\varphi(\theta) = C_0 + \frac{A_0}{B_0 + \theta^n}. \quad (1.79)$$

Предложено много других вариантов для функций старения и меры ползучести.

Из (1.75) следует, что при $t = \infty$ мера ползучести получает свое предельное значение $\varphi(\theta)$, которое принято называть **предельной мерой ползучести** [5].

Решение интегрального уравнения (1.71) относительно $\sigma(t)$ записывается в виде [5]:

$$\sigma(t) = \varepsilon(t) \cdot E_0(t) + \int_{\theta_0}^t E_0(\theta) \cdot \varepsilon(\theta) R(t, \theta) d\theta, \quad (1.80)$$

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

Выражение нелинейной ползучести $\varepsilon(t)$ нестареющего бетона при постоянном напряжении П.И. Васильев в 1951 г. представил в виде соотношения теории старения (1.27):

$$\varepsilon(t) = \frac{\sigma}{E_0} + C(t - \theta_0) \cdot F(\sigma), \quad (1.81)$$

при ступенчатом возрастании напряжения:

$$\begin{aligned} \varepsilon(t) = & \frac{\sigma(\theta_0)}{E_0} + F(\sigma_0) \cdot C(t - \theta_0) + \\ & + \sum_{i=1}^n [F(\sigma_i) - F(\sigma_{i-1})] \cdot \delta(t - \theta_i), \end{aligned} \quad (1.82)$$

а в случае монотонного возрастания напряжений:

$$\varepsilon(t) = \frac{\sigma(\theta_0)}{E_0} + F(\sigma_0) C(t - \theta_0) + \int_{\sigma_0}^{\sigma_{\max}} F'(\sigma) \delta(t - \theta) d\theta. \quad (1.83)$$

При переходе к переменной t вместо (1.83) будем иметь:

$$\varepsilon(t) = \frac{\sigma(\theta_0)}{E_0} + F(\sigma_0) \cdot C(t - \theta_0) + \int_0^t F'(\sigma) \cdot \delta(t - \theta) \frac{d\sigma}{d\theta} d\theta, \quad (1.84)$$

или, выполняя интегрирование по частям:

$$\varepsilon(t) = \sigma(t)/E_0 - \int_0^t F(\sigma) \frac{\partial C(t - \theta)}{\partial \theta} d\theta, \quad (1.85)$$

где $F(\sigma)$ — функция напряжения, определяемая из (1.26).

Аналогичное выражение было получено М.И. Розовским (1951), а еще раньше Г. Лидерманом (1943) для описания ползучести волокнистых материалов и полимеров.

Н.Х. Арутюнян [5] выражения (1.81) и (1.85) обобщил на случай стареющего бетона и соответственно представил в виде

$$\varepsilon(t) = \frac{\sigma(\theta_0)}{E_0(\theta_0)} + C(t, \theta_0) \cdot F[\sigma(\theta_0)], \quad (1.86)$$

$$\begin{aligned} \varepsilon(t) = & \frac{\sigma(\theta_0)}{E_0(\theta_0)} + F[\sigma(\theta_0)] \cdot C(t, \theta_0) + \int_{\theta_0}^t \frac{1}{E_0(\theta)} \frac{\partial \sigma(\theta)}{\partial \theta} d\theta + \\ & + \int_{\theta_0}^t C(t, \theta) \frac{\partial F[\sigma(\theta)]}{\partial \theta} d\theta = \frac{\sigma(t)}{E_0(t)} - \int_{\theta_0}^t \sigma(\theta) \frac{\partial}{\partial \theta} \left[\frac{1}{E_0(\theta)} \right] d\theta - \\ & - \int_{\theta_0}^t F[\sigma(\theta)] \frac{\partial C(t, \theta)}{\partial \theta} d\theta, \end{aligned} \quad (1.87)$$

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

Соотношение (1.87) является основным уравнением нелинейной теории упругоползучего тела.

Для выражения деформаций чистого сдвига во времени $\gamma(t)$ при линейной и нелинейной ползучести применяют соотношения, аналогичные (1.67), (1.71), (1.86) и (1.87). При чистом сдвиге мера ползучести обозначается $\omega(t, \theta)$, модуль мгновенных деформаций - $G_0(\theta)$, функция касательного напряжения - $F(\tau)$. При этом следует иметь в виду, что между мгновенными модулями чистого сдвига и сжатия (растяжения) существует следующая простая зависимость (5):

$$G_0(t) = \frac{E_0(t)}{2[1 + \mu_1(t)]}, \quad (1.88)$$

где μ_1 - коэффициент поперечной упругомгновенной деформации.

Для определения релаксации касательных напряжений используется выражение, аналогичное (1.80).

Н.Х. Арутюняном [5] показано, что когда мера ползучести при одноосном сжатии $C(t, \theta)$ элемента пропорциональна мере ползучести при чистом сдвиге $\omega(t, \theta)$ с постоянным коэффициентом K_0 ,

$$C(t, \theta) = \frac{\omega(t, \theta)}{2(1 + \mu)} = \frac{G_0}{E_0} \omega(t, \theta) = K_0 \cdot \omega(t, \theta), \quad (1.89)$$

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

$$\mu_1(\theta) = \mu_2(t, \theta) = \mu, \quad (1.90)$$

то напряженное состояние данного тела будет соответствовать упругомгновенной задаче. Это значит, что в указанных условиях влияние ползучести сказывается только на величине деформаций. Совпадение решений теорий ползучести и упругости было отмечено Г.И. Масловым в 1940 г. Единственным требованием для этого он считал пропорциональность напряжений в упругой задаче к модулю упругости E_0 .

Для проверки применимости теории упругоползучего тела, деформации ползучести при ступенчато-возрастающем напряжении стареющего материала определяют соответственно на основании (1.69) и (1.82), следующими соотношениями линейной и нелинейной теорий:

$$\begin{aligned} \varepsilon_t = & C(t - \theta_0)\sigma_1(\theta_0) + C(t - t_1)\Delta_1\sigma(\theta_1) + \dots \\ & + C(t - t_k)\Delta_k\sigma(\theta_k), \end{aligned} \quad (1.91)$$

$$\begin{aligned} \varepsilon_t = & C(t - \theta_0)F[\sigma_1(\theta_0)] + C(t - \theta_1)\Delta_1 F[\sigma(\theta_1)] + \\ & + \dots + C(t - \theta_k)\Delta_k F[\sigma(\theta_k)], \end{aligned} \quad (1.92)$$

где

$$\Delta_k F[\sigma(\theta_k)] = \{F[\sigma_k(\theta_k)] - F[\sigma_{k-1}(\theta_{k-1})]\}. \quad (1.93)$$

Выражения (1.91) и (1.92) предсказывают, что в пределах первой ступени напряжения σ_1 (рис.7) 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 его приложения $\theta_1 = t_1$ на кривой σ_1 отложить вверх разность ординат кривых, определенных при 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 $\theta_1 = t_1$ приложения приращения напряжения $\sigma_2 - \sigma_1$ (рис.7). Аналогичным образом строится кривая ползучести для следующей-третьей ступени напряжения $(\sigma_3 - \sigma_2)$.

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

П.8. Сведения о глинистых грунтах

Грунты — это рыхлые горные породы, являющиеся продуктом выветривания каменной оболочки земли (литосферы). Глинистые грунты, которые являются предметом нашего исследования, наряду с песчаными — широко распространенная часть осадочных горных пород, важнейшей отличительной особенностью которых является дисперсность (раздробленность). Поэтому глинистые грунты являются пористыми телами. Это значит, что твердые минеральные частицы занимают часть объема грунта, а остальная часть его объема — поры, заполненные жидкостью (водой) или газом (воздухом). Те грунты, в порах которых одновременно находятся вода и воздух, представляют собой трехфазную систему (фазами являются твердые частицы, вода и воздух), а если поры заполнены только водой — двухфазную систему (грунтовую массу (19)).

В глинистых грунтах в значительном количестве присутствуют тонкодисперсные глинистые частицы, размером менее 0,002 мм. Они этим грунтам придают специфические свойства, важнейшим из которых является связность. Свойства этих грунтов, которые по количеству содержания глинистых частиц подразделяются на супесчаные (количество глинистых частиц 3...10 % по массе), суглинистые (количество глинистых частиц 10...30 % по массе) разновидности и **глины** (количество глинистых частиц более 30 % по массе), зависят от минерального состава частиц, их размеров и формы, типа и прочности структурных связей между ними, структуры и текстуры, состояния плотности и влажности, а также от свойств, обусловленных взаимодействием с водой [22]. Прочность связей между частицами во много раз меньше их прочности. Поэтому механические свойства глинистых грунтов в первую очередь обусловлены прочностью их структурных связей.

Физические и механические свойства всех разновидностей глинистых грунтов, исключительно сложных естественно- исторических образований, формировались в течение длительного геологического времени.

Физические свойства глинистых грунтов

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

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

грунта $w = M_2/M_1$, выражаемую в долях единицы, называют отношение массы воды M_2 к массе твердых частиц M_1 , содержащихся в данном объеме.

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

В зависимости от вида воды (гигроскопической, пленочной, капиллярной или свободной) [15,22] важнейшими характеристиками влажности служат также: гигроскопическая w_h , максимальная гигроскопическая w_{mh} влажности, максимальная молекулярная влагоемкость w_{mm} , капиллярная влагоемкость w_{cap} и полная влагоемкость w_{sat} .

Влажность грунта определяют по ГОСТу 5180-75. Методы определения характеристик влажности грунтов изложены в соответствующей литературе [15,46,122]. Полную влагоемкость w_{sat} , степень водонасыщения S_r , объем воды в единице объема грунта вычисляю по приведенным ниже соотношениям (1.103) - (1.105).

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

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

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

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

$$I_p = w_L - w_p. \quad (1.94)$$

Число пластичности I_p , которое для глинистых грунтов является классификационным показателем, у супесей изменяется в преде-

лах $0,01 \leq I_p \leq 0,07$; суглинков $0,07 \leq I_p \leq 0,17$ и глин $I_p > 0,17$:

Состояние глинистых грунтов оценивается показателем текучести:

$$I_L = \frac{w_0 - w_p}{w_L - w_p} \quad (1.95)$$

где w_0 — естественная (природная) влажность.

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

супеси:

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

суглинки и глины:

твердое	$I_L < 0$
полутвердое	$0 < I_L \leq 0,25$
тугопластичное	$0,25 < I_L \leq 0,50$
мягкопластичное	$0,50 < I_L \leq 0,75$
текучепластичное	$0,75 < I_L \leq 1,00$
текучее	$I_L > 1,00$

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

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

Пределы текучести и пластичности глинистых грунтов определяют по методам балансирующего конуса и раскатывания в шнур диаметром 3 мм по ГОСТу 5183-77.

II. Плотность (удельная масса) твердых частиц грунта $\rho_s = M_1/V_1$ — масса твердых частиц в единице объема равна отношению массы твердых частиц M_1 к их объему V_1 .

Плотность твердых частиц ρ_s обусловлена минеральным составом грунта и плотностью основных порообразующих минералов ($\rho_s = 2400 \dots 2800 \text{ кг/м}^3$) и органических веществ ($\rho_s = 1250 \dots 1400 \text{ кг/см}^3$). Плотность частиц глинистых грунтов изменяется в пределах $2400 \dots 2800 \text{ кг/м}^3$, а в некоторых случаях достигает величины 3000 кг/м^3 .

По данным Д.Е. Польшина (1948), 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 изменяется в пределах 2360...2590 кг/м³ торфа: 500...800 кг/м³ [15].

Зная величину ρ_s , можно определить удельный вес частиц грунта по выражению:

$$\gamma_s = \rho_s \cdot g, \text{ Н/м}^3, \quad (1.96)$$

где g - ускорение силы тяжести ($g = 9,81 \text{ м/с}^2 \approx 10 \text{ м/с}^2$).

III. **Плотность (удельная масса)** грунта $\rho = M_0/V_0$ или масса грунта в единице объема равна отношению массы образца M_0 к его объему V_0 . Плотность совершенно сухого грунта называют плотностью скелета ρ_d и определяют по отношению массы твердых частиц M_1 к объему грунта V_0 или по выражению:

$$\rho_d = \rho / (1 + w). \quad (1.97)$$

Плотность грунта под водой ρ' равна отношению массы грунта, облегченного массой вытесненного им объема воды, к объему грунта (1.108).

По аналогии с (1.96) удельный вес грунта γ определяют по следующему соотношению:

$$\gamma = \rho \cdot g, \text{ Н/м}^3, \quad (1.98)$$

а плотность скелета:

$$\gamma_d = \rho_d \cdot g, \text{ Н/м}^3. \quad (1.99)$$

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

Пористостью n принято называть объем пор в единице объема грунта, а коэффициентом пористости e - отношение объема пор n к объему твердых частиц m в единице объема (1.100)-(1.102).

V. Зная основные характеристики физических свойств грунтов - влажность w , плотность твердых частиц ρ_s и плотность грунта ρ , а также полученную по расчету плотность скелета ρ_d , все остальные показатели физических свойств вычисляют по формулам (1.100) - (1.108).

Методы определения показателей основных физических свойств глинистых грунтов изложены в специальной литературе, а также в соответствующих ГОСТах.

Характеристики физических свойств грунтов, вычисляемые по данным опытов

1. Коэффициент пористости (относительная пористость):

$$e = (\rho_s - \rho_d) / \rho_d. \quad (1.100)$$

2. Объем твердых частиц в единице объема грунта:

$$m = \rho_d / \rho_s = 1 / (1 + e). \quad (1.101)$$

3. Объем пор в единице объема грунта:

$$n = 1 - \rho_d / \rho_s = e / (1 + e). \quad (1.102)$$

4. Полная влагоемкость:

$$w_{sat} = e \cdot \rho_w / \rho_s. \quad (1.103)$$

5. Степень водонасыщения :

$$S_r = w / w_{sat} = w \cdot \rho_s / e \cdot \rho_w. \quad (1.104)$$

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

$$V_w = w \cdot \rho_d / e \cdot \rho_w. \quad (1.105)$$

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

$$V_{w,sat} = w_{sat} \cdot \rho_d / \rho_w. \quad (1.106)$$

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

$$V_g = (e / \rho_s - w / \rho_w) \cdot \rho_d. \quad (1.107)$$

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

$$\rho' = (\rho_s - \rho_w) / (1 + e), \quad (1.108)$$

где ρ_w - плотность воды.

При оценке глинистого грунта как основания, среды или материала для возведения грунтовых сооружений большое значение имеют его свойства, связанные с взаимодействием с водой - водопрочность. Под водопрочностью понимается способность грунтов сохранять механическую прочность и устойчивость при статическом и динамическом воздействии воды [22]. Под статическим воздействием воды глинистый грунт может размокать, т.е. превращаться в рыхлую бесформенную, очень непрочную массу, набухать, в результате испарения влаги подвергаться усадке, а при динамическом воздействии воды происходит его размыв. Взаимодействие воды с грунтом, обладающим кристаллизационными структурными связями, приводит к адсорбционному понижению его прочности, известному под названием эффекта Ребиндера [100].

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

Размокаемость - способность грунта при впитывании воды терять связность и превращаться в рыхлую породу с полной потерей прочности [15,22], определяют испытанием под водой образцов естественного и нарушенного сложения. Степень размокаемости грунта обусловлена составом, плотностью, влажностью и характером структурных связей. Она характеризуется временем и характером распада образца.

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

Набуханием называется увеличение объема грунта вследствие дополнительного увлажнения (замачивания). Оно обусловлено

составом, строением, влажностью грунта, химическим составом и концентрацией солей в водном растворе, величиной внешней нагрузки [110]. Свойством набухаемости, как и размокаемости, обладают те глинистые грунты, влажность которых меньше их максимальной молекулярной влагоемкости (см.гл.V).

Просадочностью называется дополнительное уплотнение (просадка) при замачивании грунта под действием собственного веса или внешней нагрузки (см.гл.IV).

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

Молекулярные силы поверхностного притяжения являются причиной передвижения пленочной воды из более влажных областей в менее влажные области грунта. Вследствие разности электрических потенциалов наблюдается движение отрицательно заряженных катионов вместе с частицами воды к катоду. Передвижение свободной воды по порам грунта обусловлено давлением в поровой воде. Это передвижение свободной воды по порам грунта называется водопроницаемостью или фильтрацией.

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

$$v = k \frac{H_1 - H_2}{L} = k \cdot i, \quad (1.109)$$

где k -коэффициент водопроницаемости (фильтрации), i -градиент напора (гидравлический уклон). При $i=1$, $k=v$.

Коэффициент фильтрации грунтов k изменяется в следующих пределах (в см/с) [120]:

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

Для выражения величины коэффициента фильтрации в см/год можно принять, что $1 \text{ см/с} = 3 \cdot 10^7 \text{ см/год}$. При переходе от см/с в м/сутки следует k умножить на 864. a -любое постоянное число от 1 до 9.

Водопроницаемость грунтов обусловлена гранулометрическим (зерновым) составом, плотностью, количеством связанной воды и газа, а также температурой воды.

Приборы и методы лабораторного определения коэффициента фильтрации грунтов подробно изложены в работах А.М. Васильева [15], В.Д. Ломтадзе [46], С.А. Роза [103], Е.Г. Чаповского [123] и др., а также в специальных руководствах по определению инженерно-геологических свойств горных пород.

Формирование глинистых пород и состояния их природной уплотненности

Глинистые грунты всех разновидностей формировались из глинистых образований на стадиях диагенеза и катагенеза - длительного геологического процесса. В стадии диагенеза возникают глинистые грунты (породы) из осадков под длительным воздействием окружающей среды (физико-географических условий, давления и т.д.), а также протекания в них физико-химических процессов (синерезис, структурообразование, цементация и т.д.) и других диагенетических изменений. В стадии катагенеза имеют место изменения осадочных пород, возникших на стадии диагенеза, под действием огромных давлений (до нескольких сот МПа), температур (до 300 ... 350⁰С) и минерализованных поровых вод [45, 53].

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 (илов) в результате возникновения первичного сцепления и тиксотропно — коагуляционных структур образовали макро- и микроагрегаты, которые внесли определенные изменения в их свойства и состав.

Илы (влажность 90% и более, поровая вода в основном в свободном состоянии, состояние текучее и текучепластическое) под давлением вышележащих слоев и синерезиса (сближения частиц под влиянием поверхностных сил и отжатия влаги) постепенно обезвоживались, уплотнялись, упрочнялись за счет возрастания прочности первичных структурных связей и переходили в вязкопластическое состояние. В стадии катагенеза имело место их сильное уплотнение в начале без, а после — с разрушением структуры. При этом имело место изменение вещественного состава грунтов (обогащение водорастворимыми солями и т.д.), дегидратация (обезвоживание), уплотнение, цементация, значительное повышение прочности вследствие повышения структурной прочности - возникновения конденсационно-кристаллизационных жестких связей с переходом их в полутвердые и твердые тела со свойствами полускальных пород.

Глинистые осадки золотого (субаэрарного) происхождения в результате почвообразовательных (диагенетических) процессов

превращались в лессы. Биогенные процессы при почвообразовании в эоловых осадках становились причиной возникновения макро- и микроагрегатов, которые способствовали уплотнению осадка под влиянием атмосферных вод, усадки, микроорганизмов, давления корней растений и т.д. В стадии катагенеза в грунтах эолового происхождения, отличительной особенностью которых является макропористость, наблюдалось уменьшение макропор с увеличением давления и превращения их в обычные глинистые грунты.

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

Нормально уплотненными (обжатыми) глинами К. Терцаги и Р. Пек (1948) называли грунты, которые никогда не подвергались нагрузкам большим, чем та, которая действует в настоящее время, и их влажность близка к их пределу текучести w_L . Н.Я. Денисов [24] дал более четкое толкование рассматриваемому состоянию глинистых грунтов, исходя из принятых понятий первичного сцепления и сцепления упрочнения. По Н.Я. Денисову, нормальное уплотнение глинистых отложений происходит в условиях минимального трения между частицами и полного отсутствия сцепления упрочнения - как уплотнение глинистой пасты при влажности, равной пределу текучести. В этом случае имеет место истинное соответствие пористости действующему давлению. Следовательно, если природная пористость e_0 грунта под действием данного давления равна пористости пасты того же грунта нарушенного сложения с влажностью текучести при том же давлении, то грунт уплотнен нормально. Пористость этих грунтов изменяется только при нагрузке и разгрузке, а устранение сцепления упрочнения (возникшего после уплотнения) не приводит к изменению их пористости.

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

Причиной возникновения переуплотненного состояния глинистых грунтов может служить не только разгрузка, но и образование агрегатов при коагуляции первичных частиц в морской засоленной воде, усадка при высыхании, заполнение пор веществами, выпа-

дающими из раствора, а также появление новообразований (вследствие выветривания) более гидрофильных, чем основные частицы скелета (Н.Я. Денисов, 1956). Примером переуплотненного глинистого грунта являются кембрийские глины Санкт-Петербурга, которые в далеком прошлом находились под мощными слоями вышележащих отложений и ледника, создающие давление до 9 МПа, в послеледниковое время оказались под нагрузками 0,1 ... 0,2 МПа [45].

Н.Я. Денисов [24] отмечал, что «переуплотненное состояние глинистых пород является неустойчивым, при котором стремление пород увеличивать свой объем подавляется влиянием сцепления между частицами и их агрегатами». Нарушение этого сцепления-упрочнения приводит к набуханию и увеличению пористости грунтов.

В процессе уплотнения глинистых осадков в воде или на суше могут проявляться факторы, препятствующие свободному перемещению частиц — их нормальному уплотнению и способствующие возникновению недоуплотненных грунтов. Одним из важнейших факторов, препятствующих нормальному гравитационному уплотнению отложений, является проявление сцепления упрочнения в виде цементирующих частиц связей. Другой причиной этого состояния может служить «недостаток времени», требуемого для установления соответствия плотности и влажности давлению [26].

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

Примерами недоуплотненных глинистых грунтов могут служить высокочувствительные к разрушению природной структуры четвертичные морские пливунные глины Норвегии, Швеции и Канады, иольдевые и ленточные глины северо-западной части СССР [111], диатомитовые глины [60], а также лессы и лессовидные суглинки. Эти грунты в естественном состоянии обладают достаточно высокой прочностью, а при разрушении их структуры под действием нагрузки или дополнительного увлажнения превращаются в жидкую или разжиженную массу. Их характерной особенностью является также практическая независимость плотности от глубины залегания.

Природную уплотненность глинистых грунтов принято оценивать индексом природной уплотненности I_e - отношением коэффициента пористости e_L пасты при влажности на пределе текучести $w=w_L$ к коэффициенту пористости e_0 грунта в природном состоянии при данном давлении:

$$I_e = e_L / e_0. \quad (1.110)$$

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

И.М. Горькова (1965) предложила степень уплотненности глинистых грунтов характеризовать величиной плотности скелета (1.97) и выделила следующие их разности: а) слабая уплотненность $\rho_d = 300 \dots 1200 \text{ кг/м}^3$, б) средняя уплотненность $\rho_d = 1210 \dots 1650 \text{ кг/м}^3$ и в) высокая уплотненность: $\rho_d = 1660 \dots 2200 \text{ кг/м}^3$.

В целях оценки чувствительности глинистых грунтов к разрушению структуры пользуются индексом чувствительности I_F :

$$I_F = \sigma_{us} / \sigma'_{us}, \quad (1.111)$$

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) отмечали, что для большинства глин значение I_F находится в пределах от 2 до 4, для чувствительных глин: 4...8, а для сверхчувствительных глин: $I_F > 8$. В отдельных случаях I_F может дойти до 150 [26,25].

Основные генетические разновидности глинистых грунтов

Глинистые грунты - супеси, суглинки и глины (см. выше) по условиям образования подразделяются на: а) элювиальные, б) делювиальные, в) пролювиальные, г) аллювиальные, д) ледниковые (моренные), е) водноледниковые, ж) озерные, з) золовые, и) лагунные и к) морские [45,57].

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

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

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

Аллювиальные - речные глинистые образования, преимущественно слагают верхние горизонты пойменных участков долин мощностью в несколько 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 [45,53].

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 и глины [53], 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 лессовых грунтов.

Наиболее слабыми аллювиальными глинистыми образованиями являются старичные (староруслевые, превращенные в болота), озерно-болотные супесчаные, суглинистые и глинистые илы. Они сильно гумусированы, содержат линзы торфа, а также пылеватые пливунные пески. К числу аллювиальных глинистых образований относятся также дельтовые отложения, обладающие исключительно большой пористостью (до 84 %), влажностью, небольшой плотностью (до 420 кг/м³) [22]. Они обладают также большой сжимаемостью и невысокой прочностью.

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

Ледниковые или моренные глинистые образования (супеси, суглинки и глины с содержанием дресвы, гравия и валунов) имеют большую мощность, включают крупные глыбы из-под 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 ($\rho = 1800 \dots 2200 \text{ кг/м}^3$), небольшой пористостью (менее 30 %), высокой прочностью и малой деформируемостью. Они представлены полиминеральными образованиями. В них чаще всего встречаются гидрослюды, а также содержатся кварц, полевые шпаты и т.д., - продукты механического разрушения при движении ледника обломков пород.

Водно-ледниковые отложения, 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 грунты обладают высокой пористостью (до 60 %), влажностью, анизотропны, а при естественной влажности и сложении имеют достаточно высокую прочность.

Озерные суглинки и глины имеют большое распространение. Их свойства зависят от размеров водоема, климата и других условий образования. При влажном климате в пресноводных бассейнах глинистые осадки обогащены органическими остатками. Они имеют 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 соленых озерах засушливых районов рассматриваемые отложения обогащены сернокислыми, галоидными и другими солями.

В зависимости от условия образования озерные отложения представлены: песчанистыми, углистыми, битумизированными, известковистыми, железистыми, гипсоносными, соленосными и др. видами, они могут иметь также мергелистый характер [45,57].

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

Характерными признаками лессовых образований являются: макропористость, высокая пылеватость (более 50 %), часто высокое содержание солей (главным образом карбонатных и сульфатных), легкая размокаемость, склонность к просадкам при увлажнении, условия залегания в виде мощных толщ и покровов [23].

Признаками и свойствами, типичными для лессовых образований, как было отмечено выше, обладают также суглинки делювиального, пролювиального и аллювиального происхождения лессов, их называют лессовидными 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 солености воды, зависящей от количества поступающей опресняющей речной воды. При большом количестве поступлений последней осадкообразование в лагуне протекает в условиях опресненных бассейнов. Если же лагуны с повышенной соленостью, что характерно для условий жаркого и сухого климата, имеет место накопление химических осадков, которые чередуются с глинистыми и песчано-глинистыми. Накопление глинистых и песчано-глинистых осадков связано с сезонным снижением минерализации (концентрации солей) лагун за счет сезонного поступления большого количества пресной воды.

Лагунные отложения являются промежуточными между морскими и континентальными, рассмотренными выше. Как и другие глинистые осадки неглубоких прибрежных морских бассейнов (лиманов, заливов, бухт), они залегают в виде прослоев и линз мощностью от 0,2 до 10 метров [53]. Причем дочетвертичные

отложения имеют достаточную плотность, прочность, твердую или полутвердую консистенции, а четвертичные — небольшую плотность, прочность, пластичную и текучую консистенции.

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

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

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

П.9. Краткие сведения о деформационных и прочностных свойствах глинистых грунтов

Как было отмечено выше (см. п.1), основными видами испытания глинистых грунтов в лабораторных условиях являются: а) одно- и трехосное сжатие (рис.1, а, 10, б), б) одномерное сжатие (уплотнение, компрессия), в) простой сдвиг (скашивание), г) кручение полых и сплошных образцов под действием гидростатического сжатия и без него, д) одноплоскостной и многоплоскостной срез под действием нормальных напряжений.

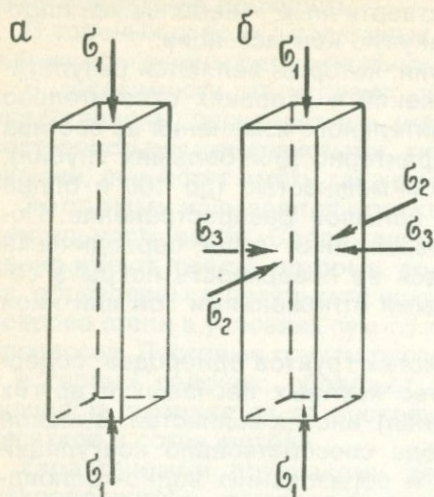


Рис.10. Схемы одноосного (а) и трехосного (б) сжатия грунтового элемента (образца).

Из числа упомянутых видов испытания образцов глинистых грунтов в лабораторной практике Советского Союза имеют наиболее широкое распространение компрессионные испытания и испытания на одноплоскостной срез. При исследовании реологических свойств глинистых грунтов применяют также остальные виды испытаний, каждый из которых имеет как определенные достоинства, так и недостатки. На этих вопросах мы останавливаться не будем, поскольку они достаточно подробно изложены в монографии автора [79]. Отметим только, что в этой книге будут изложены результаты исследований, полученные при испытании образцов грунтов в условиях **одномерного** уплотнения (сжатия, компрессии) и **кручения** полых и сплошных плоских образцов под действием нормальных напряжений при отсутствии бокового расширения с целью определения характеристик длительного уплотнения, сдвиговой прочности (сопротивления сдвигу) и ползучести скелета. Эти виды испытания с достаточной степенью точности моделируют **простейшие**, но широко распространенные в природе, деформации глинистых грунтов. По полученным из этих опытов данным можно составить представление и о прочности и деформировании глинистых грунтов в условиях сложного напряженно-деформированного состояния.

При выполнении указанных выше исследований испытаны тонкие образцы водонасыщенных глинистых грунтов, чтобы исключить влияние фактора фильтрации на процесс деформирования

и полученные результаты полностью отнести к **скелету грунта** [60,79].

Одномерное уплотнение

Одномерное уплотнение или сжатие образца без возможности бокового расширения* (компрессия) в жестком рабочем стакане компрессионного прибора (рис.11,б) моделирует уплотнение слоя грунта под действием сплошной равномерно распределенной нагрузки p (рис.11,а).

Выделенный из слоя грунта элементарный параллелепипед (рис.11, а) - образец грунта (рис.11,б) - находится в условиях сложного напряженного состояния ($\sigma_1 > \sigma_2 = \sigma_3$) ($\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ - главные нормальные напряжения) и сжимается только в направлении действия наибольшего главного нормального напряжения σ_1 :

$$\varepsilon_1 = \varepsilon_c = \frac{\Delta h}{h}, \quad (1.112)$$

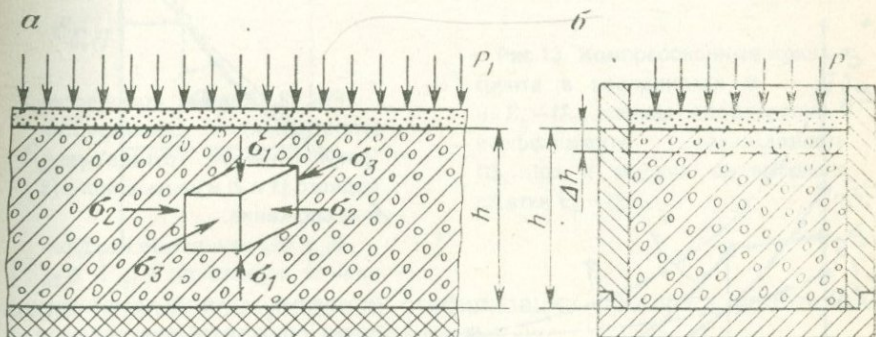


Рис.11. Схема напряженного состояния элементарного грунтового куба под действием сплошной равномерно распределенной внешней нагрузки p_1 (а) и моделирование одномерного уплотнения (без возможности бокового расширения) слоя грунта в компрессионном приборе (б).

$\sigma_1 > \sigma_2 = \sigma_3$ - главные нормальные напряжения.

где $\varepsilon_1 = \varepsilon_0$ - относительная компрессионная деформация образца; h - толщина элемента (образца); Δh - абсолютная деформация. В двух других направлениях действия нормальных напряжений $\sigma_2 = \sigma_3$ деформаций равны нулю $\varepsilon_2 = \varepsilon_3 = 0$.

При одномерном уплотнении образец грунта подвергается деформации как объема θ , так и формы ε_i . Из условия $\varepsilon_2 = \varepsilon_3 = 0$

следует, что относительная деформация объема θ , вызванная действием шарового тензора напряжений

$$T^0 = 3\sigma_m = \sigma_1(1 + 2\xi), \quad (1.113)$$

(σ_m - среднее нормальное напряжение), равна относительной компрессионной деформации ε_c :

$$\theta = \varepsilon_1 + \varepsilon_2 + \varepsilon_3 = \varepsilon_1 = \varepsilon_c, \quad (1.114)$$

где ξ - коэффициент бокового давления:

$$\xi = \frac{\sigma_2}{\sigma_1} = \frac{\sigma_2}{p_1}. \quad (1.115)$$

В пределах линейного деформирования

$$\xi = \frac{\mu}{1 - \mu} \quad \text{или} \quad \mu = \frac{\xi}{1 + \xi}, \quad (1.116)$$

где μ - коэффициент бокового расширения (Пуассона).

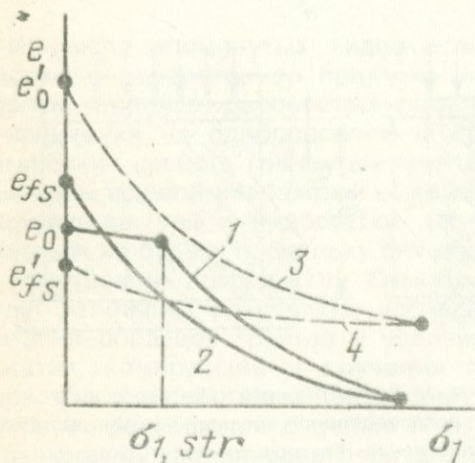


Рис.12. Кривые компрессии (уплотнения) и декомпрессии (разуплотнения) грунтов природного (1 и 2) и нарушенного (3 и 4) сложений.

e_0 и e'_0 - начальные коэффициенты пористости; e_{fs} и e'_{fs} - конечные значения коэффициентов пористости при декомпрессии; $\sigma_{1, str}$ - структурная прочность грунта при компрессии.

Результаты одномерного уплотнения образцов (компрессии) представляют в виде кривых изменяемости конечного коэффициента пористости e грунта в зависимости от уплотняющего давления σ_1 (рис.12 и 13,а), называемых **компрессионными**. Они представляются также в виде кривых конечная относительная компрессионная деформация ε_c - уплотняющее давление σ_1 (рис.13,б). Под терминами **конечная пористость** и **конечная относительная компрессионная деформация** понимают их значения, соответству-

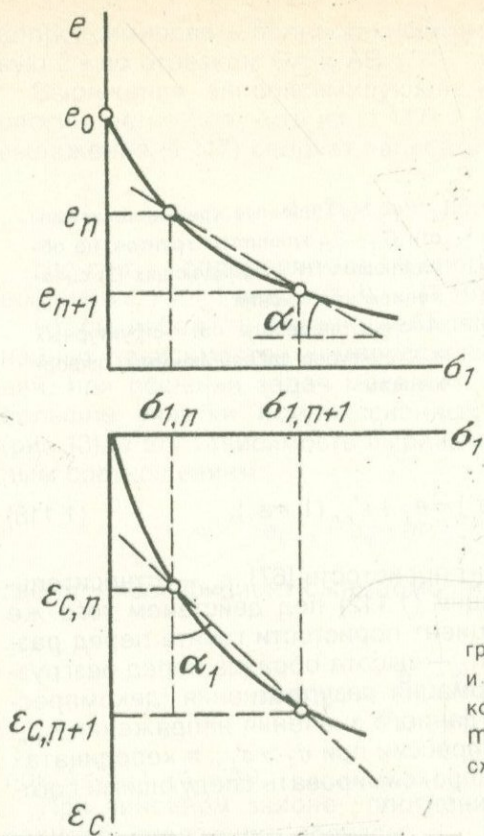


Рис.13. Компрессионные кривые грунта в координатах $e - \sigma_1$ и $\varepsilon_c - \sigma_1$, схемы определения коэффициента сжимаемости $m_c = \tan \alpha$ и модуля одномерного сжатия $E_c = \tan \alpha_1$.

ющие полной или условной стабилизации процесса уплотнения под действием данного напряжения.

Компрессионные кривые имеют ветви уплотнения (компрессии) и разуплотнения (декомпрессии) (рис.12). Они, за исключением небольших напряжений, выражают явную нелинейность и упруго-пластический характер деформирования. Деформация грунтов природного сложения, в отличие от грунтов слабых и нарушенного сложения, практически проявляется после достижения предела структурной прочности $\sigma_{1,стр}$. После разгрузки конечная пористость последних может быть и больше начального ее значения.

Для построения кривых уплотнения и разуплотнения (рис.13,а) коэффициенты пористости e грунта под действием данного напряжения $\sigma_{1,n}$ определяют по следующим соотношениям [79]:

$$e = e_0 - \frac{\Delta h_{e,n}}{h} (1 + e_0) = e_0 - \varepsilon_{c,n} (1 + e_0), \quad (1.117)$$

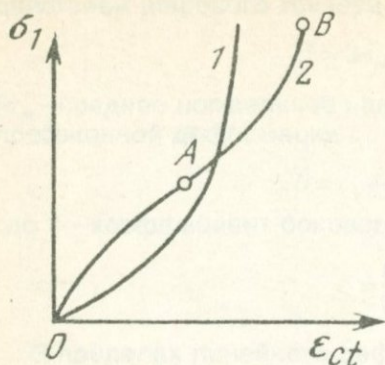


Рис.14. Типичные кривые зависимости $\sigma_1 - \epsilon_{ct}$ глинистых грунтов, не обладающих (1) и обладающих (2) сцеплением упрочнения.

А-точка перехода от структурных к структурно-адсорбционным деформациям.

$$e = e_f + \frac{\Delta h'_{c,n}}{h_f} (1 + e_f) = e_f + e'_{c,n} (1 + e_f), \quad (1.118)$$

где e_0 - начальный коэффициент пористости [67]; $\epsilon_{c,n}$ — относительная компрессионная деформация (1.112) под действием того же напряжения $\sigma_{1,n}$; e_f — коэффициент пористости грунта перед разгрузкой (в конце уплотнения); h_f — высота образца перед разгрузкой; $\Delta h'_{c,n}$ — абсолютная деформация разуплотнения (декомпрессии) при разгрузке образца до данного значения напряжения $\sigma_{1,n}$.

Кривые компрессии и декомпрессии при $\sigma_1 > \sigma_{1,0}$ в координатах $e - \sigma_1$ К. Терцаги предложил аппроксимировать следующими соотношениями [114]:

$$e = e_0 - C_c \lg(\sigma_1 / \sigma_{1,0}), \quad (1.119)$$

$$e = e + C_s \lg(\sigma_1 / \sigma_{1,0}), \quad (1.120)$$

где e_0 — коэффициент пористости грунта при природном давлении $\sigma_{1,0}$; C_c и C_s — коэффициенты компрессии и декомпрессии.

Типичные кривые компрессии в координатах $\sigma_1 - \epsilon_c$ приведены на рис.14. Кривая 1 характеризует одномерное сжатие грунтов природного и нарушенного сложений, обладающих слабыми структурными связями — слабой структурной прочностью; кривая 2 — в случае грунтов природного сложения с высокой структурной прочностью. На отрезке ОА кривой 2 деформации растут быстрее напряжений, а на участке АВ — наоборот. Это объясняется тем, что на участке ОА происходит постепенное разрушение начальной структуры грунта и его разупрочнение, а на участке АВ — уплотнение с возрастанием структурной прочности. Кривую 1 можно

аппроксимировать полностью соотношениями (1.3) ... (1.10), а кривую 2 - по отрезкам ОА и АВ.

Выражения, аппроксимирующие кривые компрессии и декомпрессии, легко получить из (1.117) и (1.118). Для этого, в частности, выражение (1.117) следует записать в виде:

$$e = e_0 - \varepsilon_c(\sigma_1)(1 + e_0), \quad (1.121)$$

где $\varepsilon_1(\sigma_1)$ - определяемое из аппроксимации кривой $\varepsilon_c - \sigma_1$ соотношение $\varepsilon_c = f(\sigma_1)$ видов (1.3) ... (1.10).

Чтобы избежать сложностей, связанных с применением нелинейных зависимостей компрессионных деформаций от напряжений, при решении задач механики грунтов, часто отдельные небольшие участки компрессионных кривых заменяют прямыми (рис.13), а эту зависимость выражают следующим простым линейным соотношением:

$$e_{n+1} = e_n - (\sigma_{1,n+1} - \sigma_{1,n})m_c, \quad (1.122)$$

где m_c - коэффициент сжимаемости (уплотнения):

$$m_c = \operatorname{tg} \alpha = \frac{e_n - e_{n+1}}{\sigma_{1,n+1} - \sigma_{1,n}} = \frac{\Delta e}{\Delta \sigma_1}, \quad (1.123)$$

при $\Delta \sigma_1 = 1$, $m_c = \Delta e$.

При линейном законе уплотнения соотношение (1.117) можно записать следующим образом:

$$e_{n+1} = e_n - \frac{\Delta \sigma_1}{E_c} (1 + e_n) = e_n - m_c \Delta \sigma_1, \quad (1.124)$$

откуда следует, что

$$m_c = \frac{1 + e_n}{E_c}, \quad (1.125)$$

$$E_c = \sigma_1 / \varepsilon_c, \quad (1.126)$$

где E_c - модуль компрессионных деформаций, равный тангенсу угла α_1 (см.рис.13, б).

Деформацию одномерного уплотнения $\varepsilon_c = \varepsilon_1$ можно определить по соотношению

$$\varepsilon_1 = \varepsilon_c = \frac{1}{E} [\sigma_1 - \mu(\sigma_2 + \sigma_3)], \quad (1.127)$$

которое, с учетом $\sigma_2 = \sigma_3$ (1.115) и (1.116), примет следующий вид:

$$\varepsilon_1 = \varepsilon_c = \frac{\sigma_1}{E} \left(1 - 2 \frac{\mu^2}{1 - \mu}\right) = \frac{\sigma_1}{E} \beta, \quad (1.128)$$

откуда, с учетом (1.126), следует, что

$$E = \frac{\sigma}{\varepsilon_c} \beta = E_c \cdot \beta, \quad (1.129)$$

где

$$\beta = \left(1 - 2 \frac{\mu^2}{1 - \mu}\right). \quad (1.130)$$

Длительно протекающие деформации одномерного уплотнения $\varepsilon_c(t)$ скелета водонасыщенных и неводонасыщенных глинистых грунтов (как и всех других реальных тел), возникающая под действием постоянного напряжения σ_1 , складывается из мгновенной компрессионной деформации $\varepsilon_{c,0}$ и деформации компрессионной ползучести ε_{ct} (рис.1,б):

$$\varepsilon_c(t) = \varepsilon_{c,0} + \varepsilon_{ct}. \quad (1.131)$$

Учитывая то, что мгновенные компрессионные деформации глинистых грунтов (в пределах обычно действующих напряжений) подчиняются линейному закону, выражение (1.131) можно представить в виде физических соотношений теорий ползучести (1.27), (1.52) и (1.57).

Используя выражение (1.27) **теории старения** и (1.125), уравнение изменяемости коэффициента пористости грунта (1.121) можно записать в следующем виде:

$$e_0 - e = \left[\frac{\sigma_1}{E_{c,0}} + C_c(t) \cdot F_1(\sigma_1) \right] \cdot (1 + e_0) = \left[\frac{\sigma_1}{E_{c,0}} + C_c(t) \sigma_1^n \right] \cdot (1 + e_0) = \sigma_1 m_{c,0} + C_e(t) \sigma_1^n, \quad (1.132)$$

где $C_c(t)$ и $C_e(t)$ - меры компрессионной ползучести скелета и изменяемости коэффициента пористости при $\sigma_1 = 1$; $m_{c,0}$ - коэффициент мгновенной сжимаемости; $E_{c,0}$ - модуль мгновенной сжимаемости [67]. При линейной ползучести скелета $n = 1$.

Соотношение (1.27) при использовании выражения (1.52) теории упругости и (1.121) записывается в виде:

$$e_0 - e = m_{c,0} \sigma_1 + \left\{ [\chi(\alpha + 1)]^{1/(1+\alpha)} \sigma^{\beta/(1+\alpha)} t^{1/(1+\alpha)} \right\} (1 + e_0), \quad (1.153)$$

а при использовании выражений (1.70) и (1.87) линейной и нелинейной теории упругоползучего тела с учетом (1.121) будем соответственно иметь:

$$e(\theta_0) - e(t) = \left\{ \sigma_1(\theta_0) \cdot \delta_e(t, \theta_0) + \int_{\theta_0}^t \frac{\partial \sigma_1(\theta)}{\partial \theta} \delta_e(t, \theta) d\theta \right\} (1 + e_0), \quad (1.134)$$

$$e(\theta_0) - e(t) = \left\{ \frac{\sigma_1(\theta_0)}{E_{c,0}(\theta_0)} + F[\sigma_1(\theta_0)] \cdot C_e(t, \theta_0) + \right. \\ \left. + \int_{\theta_0}^t \frac{1}{E_{c,0}(\theta)} \frac{\partial \sigma_1(\theta)}{\partial \theta} d\theta + \int_{\theta_0}^t C_e(t, \theta) \frac{\partial F[\sigma_1(\theta)]}{\partial \theta} d\theta \right\} (1 + e_0) \quad (1.135)$$

или

$$e(\theta_0) - e(t) = \sigma_1(\theta_0) \delta_e(t, \theta) + \int_{\theta_0}^t \frac{\partial \sigma_1(\theta)}{\partial \theta} \delta_e(t, \theta) d\theta, \quad (1.136)$$

$$e(\theta_0) - e(t) = \sigma_1(\theta_0) m_{c,0}(\theta) + F[\sigma_1(\theta_0)] \cdot C_e(t, \theta_0) + \\ + \int_{\theta_0}^t m_{c,0}(\theta) \frac{\partial \sigma_1(\theta)}{\partial \theta} d\theta + \int_{\theta_0}^t C_e(t, \theta) \frac{\partial F[\sigma_1(\theta)]}{\partial \theta} d\theta. \quad (1.137)$$

Выражения (1.134) и (1.135) могут быть записаны и в следующем виде [61]:

$$e(\theta_0) - e(t) = \sigma_1(t) m_{c,0}(t) - \int_{\theta_0}^t \sigma_1(\theta) \frac{\partial \delta_e(t, \theta)}{\partial \theta} d\theta, \quad (1.138)$$

$$e(\theta_0) - e(t) = \sigma_1(t) m_{c,0}(t) - \int_{\theta_0}^t \sigma_1(\theta) \frac{\partial}{\partial \theta} m_{c,0}(\theta) d\theta - \\ - \int_{\theta_0}^t F_1[\sigma_1(\theta)] \frac{\partial C_e(t, \theta)}{\partial \theta} d\theta, \quad (1.139)$$

где δ_c — полная относительная компрессионная деформация при $\sigma_1 = 1$; δ_e — то же, выраженное через коэффициент пористости:

$$\delta_c = 1/E_{c,0}(\theta) + C_c(t, \theta); \quad \delta_e = m_{c,0}(\theta) + C_e(t, \theta). \quad (1.140)$$

Если грунт не обладает свойством старения — изменчивостью реологических свойств во времени вследствие протекания внутренних физико-химических процессов, входящие в (1.134)-(1.139) функции следует рассматривать как функции разности аргументов $(t - \theta)$.

Простой сдвиг и предельное сопротивление сдвигу

Простейшим видом деформации формоизменения (искажения формы) элемента твердых тел является **чистый сдвиг**, а наиболее простым видом деформации глинистых грунтов в натуре под действием нормальных и касательных напряжений является **простой сдвиг** (рис.15). В отличие от сложной деформации формоизменения, когда на всех шести гранях элементарного параллелепипеда действуют нормальные и касательные напряжения, в случае простого сдвига на четырех его взаимноперпендикулярных гранях действуют только две пары касательных напряжений (рис.15, а).

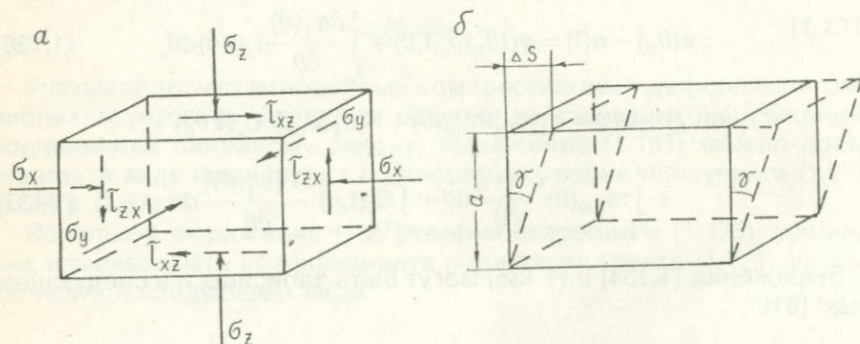


Рис.15. Схема напряженного состояния грунтового элемента при простом сдвиге (а) и его скашивание (б).

a — высота элемента (зона сдвига); ΔS — абсолютная деформация сдвига; γ — относительная деформация (угол) сдвига.

Испытания образцов на простой сдвиг, которые осуществляют скашиванием (рис.15) и кручением полых и сплошных цилиндрических образцов, обычно выполняют после стабилизации деформаций уплотнения от действия нормальных (уплотняющих) напряжений. Тогда деформацию образца можно рассмотреть как квази-

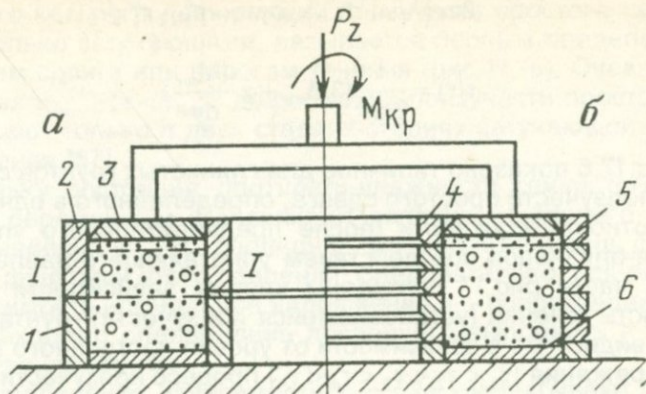


Рис.16. Схема испытания кольцевого образца на одноплоскостной срез (а) по плоскости а-а и кручение (б) без возможности бокового расширения при уплотнении под действием P_z и кручении. M_{tor} - крутящий момент.

чистый сдвиг — чистый сдвиг в данном состоянии плотности-влажности грунта. При определении деформаций простого сдвига методом кручения образцов принято испытывать плоские образцы, предварительно уплотненные в условиях отсутствия бокового расширения (рис.16). Деформации сдвига замеряют на наружной грани испытываемого образца, а касательные напряжения определяют по величине крутящего момента M_{tor} .

В случае линейной зависимости между касательными напряжениями и деформациями сдвига $\gamma = \Delta s/a$ (рис.15,б), касательные напряжения на наружной грани кольцевых и сплошных образцов определяют по следующим выражениям:

$$\tau(r_2) = \frac{2M_{tor}r_2}{\pi(r_2^4 - r_1^4)}, \quad (1.141)$$

$$\tau(r) = \frac{2M_{tor}}{\pi r^3}, \quad (1.142)$$

где r_2 и r_1 - наружный и внутренний радиусы кольцевого образца; r - радиус сплошного образца.

При нелинейной деформации сдвига выражения (1.141) и (1.142) соответственно запишутся следующим образом [79,50]:

$$\tau(r_2) = \frac{1}{2\pi r_2^3} \left(3M_{tor} + \gamma \frac{dM_{tor}}{d\gamma} + \frac{4M_{tor}r_1^4}{r_2^4 - r_1^4} \right), \quad (1.143)$$

$$\tau(r) = \frac{1}{2\pi r^3} \left(3M_{tor} + \gamma \frac{dM_{tor}}{d\gamma} \right). \quad (1.144)$$

На рис. 17,б показано типичное для глинистых грунтов семейство кривых ползучести простого сдвига, определенного в одном состоянии плотности-влажности (после предварительного уплотнения образцов-близнецов под действием уплотняющего давления $\sigma_{z,1}$). В левой части рис. 17 построены кривые зависимости $\tau - \dot{\gamma}$, где $\dot{\gamma}$ - скорость течения (установившейся ползучести) грунта. На этом рисунке видно, что в зависимости от уровня постоянного касательного напряжения ($\tau_1 < \tau_2 < \tau_3 < \tau_4 < \tau_5$) процесс ползучести простого сдвига протекает в стадиях затухающей ползучести ОА, течения АВ и прогрессирующего разрушения (ускоряющейся ползучести) ВС. Появление третьей стадии ползучести свидетельствует об исчерпании прочности материала с нарушением или без нарушения его сплошности.

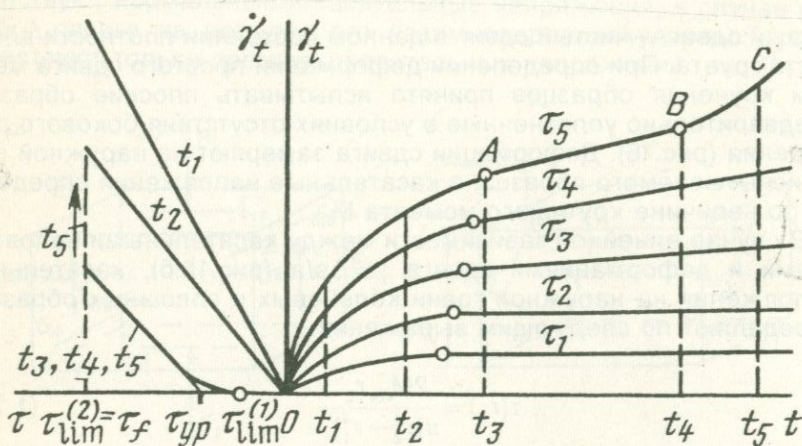


Рис. 17. Типичное семейство кривых ползучести грунта при простом сдвиге, зависимость $\tau - \dot{\gamma}_t$ для различных моментов времени t .

$\dot{\gamma}_t$ - скорость сдвига; $\tau_{lim}^{(1)}$ - первое предельное напряжение сдвига; $\tau_{lim}^{(2)}$ - второе предельное напряжение сдвига; τ_f - сопротивление сдвигу; τ_{yp} - предел текучести.

Касательное напряжение, при котором наступает стадия прогрессирующего разрушения - исчерпание прочности грунта, называется **предельным сопротивлением сдвигу τ_f** и равно второму

предельному напряжению сдвига $\tau_{\text{lim}}^{(2)}$. Касательное напряжение $\tau_{\text{lim}}^{(1)}$, ниже которого деформации ползучести простого сдвига являются только затухающими, называется первым предельным напряжением сдвига или порогом течения (рис.17, а). Очевидно, что в пределах $\tau_{\text{lim}}^{(1)} < \tau < \tau_{\text{lim}}^{(2)}$ деформации ползучести простого сдвига протекают только в двух стадиях-стадиях затухающей ползучести и течения [67].

Поскольку состояние плотности-влажности глинистого грунта является переменным и зависит от величины внешнего уплотняющего давления σ_z , то очевидно, что сопротивление сдвигу τ_f является функцией этого давления. Следовательно, для определения зависимости нормальное напряжение σ_z - сопротивление сдвигу τ_f необходимо определение последнего выполнить в нескольких состояниях грунта.

Для определения зависимости $\tau_f = \tau_f(\sigma_z)$ испытывают на сдвиг несколько образцов-близнецов после их предварительного уплотнения под действием различных по величине нормальных напряжений. Образцы-близнецы испытывают на указанных выше приборах сжатия и кручения, а также на приборах одноплоскостного среза (рис.18), имеющих широкое применение в нашей лабораторной практике.

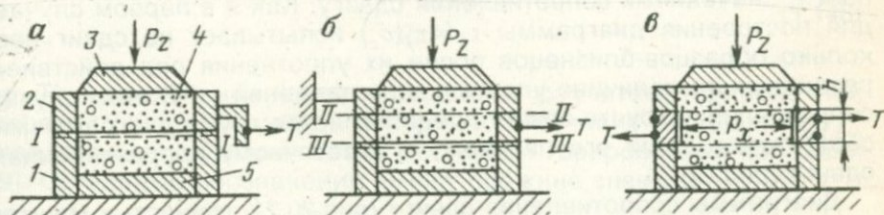


Рис.18. Схемы испытания образцов грунта на одноплоскостной (а), двухплоскостной (б) и цилиндрический (в) срез.

P_z - нормальное давление, T - горизонтальное усилие.

Испытание образцов-близнецов на сдвиг выполняют в двух режимах: режиме контроля деформаций (управляемого напряжения) и контроля касательными напряжениями (управляемых деформаций).

В первом случае касательные напряжения прикладывают к образцу ступенями (рис.19), а результаты опытов представляют в виде кривых $\tau - \Delta s$ или $\tau - \gamma$ (рис.20) и строят диаграмму сопротивления сдвигу $\tau_f = \tau_f(\sigma_z)$. Здесь τ_f - касательное напряжение, соответствующее условию деформации сдвига без увеличения напряжения-пластического течения (рис.20). Во втором случае образцы

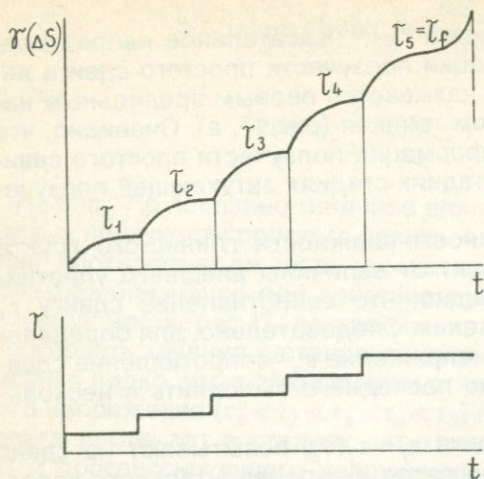


Рис.19. Схема кривой ползучести простого сдвига $t-\gamma$ ($\Delta S-t$) при ступенчатом возрастании касательного напряжения τ .

τ_f -сопротивление грунта сдвигу.

испытывают при некоторой заданной скорости деформации сдвига с автоматическим построением графика $\tau=\tau(\gamma)$ (рис.21), характер которого зависит от состояния плотности-влажности грунта. При испытании переуплотненных грунтов, в отличие от грунтов нормально уплотненных и недоуплотненных [27], кривая $\tau=\tau(\gamma)$ имеет экстремальный характер и характеризуется пиковым τ_f и остаточным τ_r значениями сопротивления сдвигу. Как и в первом случае, для построения диаграммы $\tau_f=\tau_f(\sigma_z)$ испытывает на сдвиг несколько образцов-близнецов после их уплотнения под действием различных по величине уплотняющих давлений σ_z . В этом случае сопротивление грунта сдвигу представляется двумя диаграммами, соответствующими его пиковому и остаточному сопротивлениям сдвигу (рис.21).

Диаграммы сопротивления сдвигу (рис.20,21) глинистых грунтов в пределах действующих на практике значений нормального давления выражаются прямыми, которые аппроксимируются уравнением Ш. Кулона:

$$\tau_f = \sigma_z \operatorname{tg} \varphi + c = \sigma_z f + c, \quad (1.145)$$

где c и f - параметры, называемые соответственно сцеплением и коэффициентом внутреннего трения.

При испытании образцов на приборах одноплоскостного среза сопротивление сдвигу определяют по выражению

$$\tau_f = T'/F, \quad (1.146)$$

а при испытании на кручение полых (кольцевых) и сплошных образцов - соотношениями

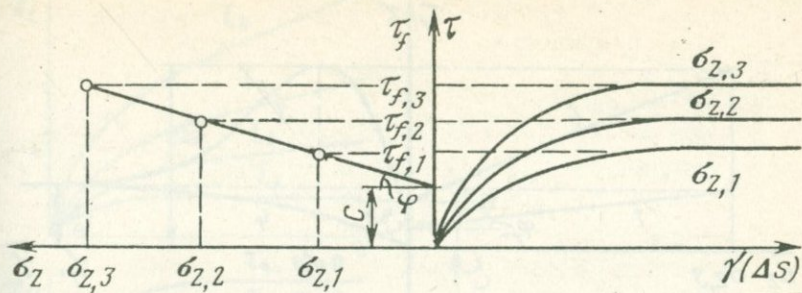


Рис.20. Схема семейства кривых $\tau-\gamma$ ($\tau-\Delta s$) и диаграмма $\tau_f-\sigma_z$.

$$\tau_f = \frac{3M'_{tor,lim}}{2\pi(r_2^3 - r_1^3)}, \quad (1.147)$$

$$\tau_f = \frac{3M'_{tor,lim}}{2\pi r^3}, \quad (1.148)$$

где T' - предельное сдвиговое усилие с учетом тарировочной поправки [79]; F - площадь поперечного сечения образца; $M_{tor,lim}$ - предельный крутящий момент с учетом тарировочной поправки [79]. Остальные обозначения имеют прежние значения.

Ползучесть при простом сдвиге

Деформация простого сдвига (данного состояния плотности-влажности) глинистого грунта во времени, возникающая под действием постоянного касательного напряжения $\tau = \text{const}$, складывается из мгновенной деформации γ_0 и деформации ползучести γ_t :

$$\gamma(t) = \gamma_0 + \gamma_t \quad (1.149)$$

где γ_t по аналогии с (1.19), записывается в виде (рис.6):

$$\gamma_t = \gamma_{dt} + \gamma_{vt} \quad (1.150)$$

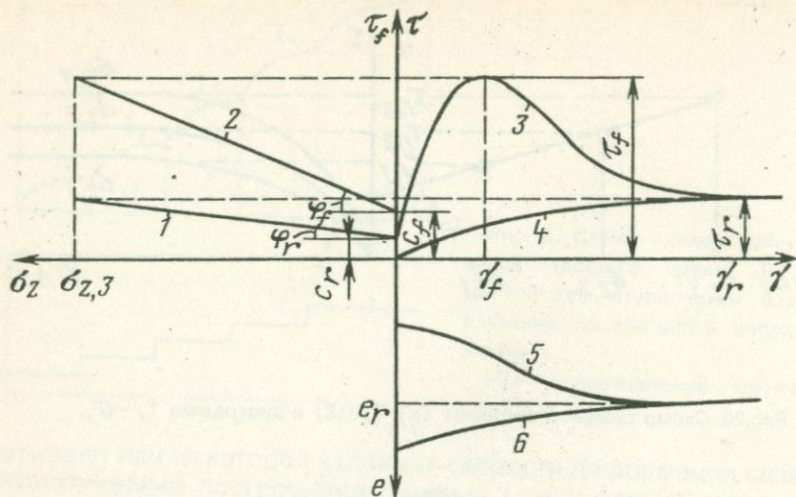


Рис.21. Кривые τ - γ недоуплотненного (4) и переуплотненного (3) глинистых грунтов, полученные при испытании образцов в режиме контроля касательных напряжений, изменяемости их пористости в процессе сдвига (6) и (5), диаграммы пикового $\tau_f - \sigma_z$ (2) и остаточного $\tau_r - \sigma_z$ (1) сопротивления сдвигу.

Физические уравнения простого сдвига во времени для данного начального состояния плотности-влажности глинистого грунта при $\tau < \tau_f$, в соответствии с (1.149), в частности представляются следующими соотношениями теорий:

старения вида (1.27):

$$\gamma(t) = \gamma_0 + \gamma_1 = \frac{\tau(t)}{G_0} + \omega(t) \cdot f_1[\tau(t)]; \quad (1.151)$$

упрочнения вида (1.52):

$$\gamma(t) = \frac{\tau}{G_0} + [(1 + \alpha)\chi\tau^\beta t]^m; \quad (1.152)$$

упругоползучего тела вида (1.87):

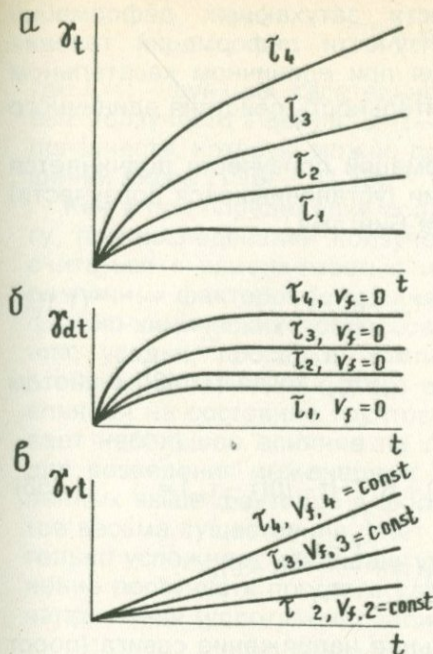


Рис.22. Семейство кривых ползучести грунта при простом сдвиге (а) и его представление в виде семейств кривых затухающей $\gamma_{dt}-t$ ползучести (б) и течения $\gamma_{vt}-t$ (в).

$$\gamma(t) = \frac{\tau(t)}{G_0} - \int_{\theta_0}^t f_1[\tau(\theta)] \frac{\partial \omega(t-\theta)}{\partial \theta} d\theta, \quad (1.153)$$

где G_0 - модуль мгновенной деформации простого сдвига; $\omega(t-\theta)$ - мера ползучести простого сдвига, т.е. ползучесть при $\tau=1$; $f_1(\tau)$ - функция касательного напряжения, удовлетворяющая условию $f_1(\tau=1)=1$. Остальные обозначения имеют прежние значения.

Когда касательные напряжения изменяются в пределах $0 < \tau < \tau_f$, и поэтому деформации простого сдвига протекают как в стадии затухающей ползучести, так и в стадии затухающей ползучести, переходящей в стадию течения (рис.22,а), семейство кривых ползучести можно (на основании рис.6) представить в виде двух семейств кривых - затухающей ползучести (рис.22,б) и течения (рис.22,в). Тогда, согласно (1.150), меру ползучести $\omega(t-\theta)$, с учетом (1.15), можно записать в следующем виде:

$$\begin{aligned} \omega(t-\theta) &= \omega_{dt}(t-\theta) + \omega_{vt}(t-\theta) = \\ &= C_0[1 - e^{-\Delta_0(t-\theta)^2}] + K_{v_i} \cdot (t-\theta), \end{aligned} \quad (1.154)$$

где $\omega_{dt}(t-\theta)$ — мера ползучести затухающих деформаций (рис.22,б); $\omega_{vt}(t-\theta)$ — мера ползучести деформаций течения (рис.22,в); $K_{\dot{\gamma}_{vt}}$ — скорость течения при единичном касательном напряжении $\tau - \tau_{yp} = 1$; $(t-\theta)$ — длительность действия единичного касательного напряжения.

Когда затухающая часть деформаций ползучести подчиняется нелинейному закону, а при течении (установившейся ползучести) грунт ведет себя как тело Шведова-Бингама,

$$\tau = \tau_{yp} + \eta_{vt} \frac{d\dot{\gamma}_{vt}}{dt} = \tau_{yp} + \eta_{vt} \cdot \dot{\gamma}_{vt}, \quad (1.155)$$

т.е. при $\tau - \tau_{yp} = 1$, $\dot{\gamma}_{vt} = K_{\dot{\gamma}_{vt}} = (\tau - \tau_{yp}) / \eta_{vt}$, тогда (1.149), с учетом (1.154), примет следующий вид:

$$\begin{aligned} \gamma(t) &= C_0 [1 - e^{-\Delta_0(t-\theta)^Z}] \cdot f_1(\tau) + K_{\dot{\gamma}_{vt}} \cdot (t-\theta)(\tau - \tau_{yp}) = \\ &= C_0 [1 - e^{-\Delta_0(t-\theta)^Z}] \cdot f_1(\tau) + \frac{\tau - \tau_{yp}}{\eta_{vt}} (t-\theta), \end{aligned} \quad (1.156)$$

где $\tau_{yp} \cong \tau_{lim}^{(1)}$ — первое предельное напряжение сдвига (порог течения); η_{vt} — коэффициент вязкости деформации течения при сдвиге.

Меру затухающей ползучести $\omega_{dt}(t-\theta)$ и функцию $f_1(\tau)$ определяют из семейства экспериментальных кривых затухающей ползучести (рис.22,б), а τ_{yp} и скорость $K_{\dot{\gamma}_{vt}}$ при единичном избыточном касательном напряжении $(\tau - \tau_{yp}) = 1$ — по экспериментальной кривой $\tau - \dot{\gamma}$ ($\dot{\gamma}$ — скорость течения), показанной в левой части рис. 17, построенной на основании семейства кривых течения (рис.22, в).

Когда грунт не обладает первым предельным напряжением сдвига ($\tau_{yp} = 0$), т.е. он ведет себя как ньютоновская вязкая жидкость, и при любых значениях касательного напряжения его ползучесть протекает в стадиях затухающей ползучести и течения, аппроксимацию кривой меры ползучести ($\tau = 1$) можно осуществить как в виде суммы $\omega_{dt}(t-\theta)$ и $\omega_{vt}(t-\theta)$, так и как единую кривую. Тогда (1.156) соответственно запишется следующим образом:

$$\begin{aligned} \gamma(t) &= [\omega_{dt}(t-\theta) + \omega_{vt}(t-\theta)] \cdot f_1(\tau) = \\ &= [\omega_{dt}(t-\theta) + K_{\dot{\gamma}_{vt}} \cdot (t-\theta)] f_1(\tau), \end{aligned} \quad (1.157)$$

$$\gamma(t) = \omega(t - \theta) \cdot f_1(\tau), \quad (1.158)$$

где $f_1(\tau)$ - функция касательного напряжения для семейства кривых ползучести в целом; $\omega(t - \theta)$ - мера ползучести единой кривой ползучести, которую можно представить в виде одного из соотношений видов (1.16) ... (1.18).

Как и при определении сопротивления глинистых грунтов сдвигу, при исследовании ползучести при простом сдвиге нельзя не считаться с изменчивостью их состояния под действием самых различных факторов (старения вследствие протекания внутренних физико-химических процессов, уплотнения, увлажнения, набухания, усадки, просадки, температуры и т.д.). Старение грунта, в обычном понимании этого слова, не оказывает существенного влияния на состояние грунтов природного сложения. Оно оказывает небольшое влияние на грунтовый материал, используемый для возведения инженерных сооружений. Роль других перечисленных выше факторов в формировании свойств глинистых грунтов весьма существенна. Учет этих факторов, естественно, значительно усложняет уравнения деформирования. В частности, уравнение ползучести простого сдвига с учетом влияния нормального напряжения (уплотнения) записывается следующим образом:

$$\gamma_t = \omega(t - \theta, \sigma_z) \cdot f_1(\tau, \sigma_z, t - \theta), \quad (1.159)$$

где

$$\omega(t - \theta, \sigma_z) = \varphi(\sigma_z) \cdot \psi(t - \theta), \quad (1.160)$$

$\psi(t - \theta)$ - мера ползучести видов (1.154), $\varphi(\sigma_z)$ - функция состояния, характеризующая влияние σ_z на ползучесть грунта; $f_1(\tau, \sigma_z, t)$ - зависящая от нормального напряжения σ_z и времени t функция касательного напряжения. В случае подобия кривых ползучести вместо $f_1(\tau, \sigma_z, t)$ будем иметь $f_1(\tau, \sigma_z)$.

Обобщенное уравнение ползучести простого сдвига глинистых грунтов, связывающее между собой касательные напряжения τ , деформаций сдвига γ , время t и нормальное напряжение σ_z (через сопротивление грунта сдвигу τ_f), которое получено автором [68] и проверено совместно с Р.Г. Бадаляном [72], записывается в следующем виде:

$$\gamma_t = \omega_0(t - \theta) \cdot f\left(\frac{\tau}{\tau_f}\right) = \omega_0(t - \theta) \cdot f\left(\frac{\tau}{\sigma_z \cdot \operatorname{tg} \varphi + c}\right), \quad (1.161)$$

где $f\left(\frac{\tau}{\tau_f}\right)$ - функция уровня касательного напряжения; $\omega_0(t - \theta)$

- условная мера ползучести, соответствующая $\frac{\tau}{\tau_f} = 1$.

ТЕРМОРЕОЛОГИЧЕСКИЕ СВОЙСТВА СКЕЛЕТА ВОДОНАСЫЩЕННЫХ ГЛИНИСТЫХ ГРУНТОВ

П.И. Введение

Влияние температуры на физико-механические свойства мерзлых грунтов известно давно, и поэтому эта проблема давно является предметом исследования. Первые систематические исследования в этой области стали проводиться в конце двадцатых годов Н.А. Цытовичем и М.И. Сумгиным. Работами Н.А. Цытовича (1935) и его сотрудников было установлено свойство текучести мерзлых грунтов и получены реологические кривые (1939) для различных температур (рис.23) [121]. М.Н. Гольдштейн (1948) исследовал длительную прочность мерзлых грунтов с применением к ним теории релаксации напряжений Максвелла - Шведова [17]. В пятидесятых годах и позже фундаментальные исследования реологических свойств мерзлых грунтов были выполнены С.С. Вяловым, его учениками и сотрудниками - С.Э. Городецким, С.Е. Гречищевым, Ю.К. Зарецким, Н.К. Пекарской, Е.П. Шушериной, А.Г. Зацарной и др. Ими было показано исключительно большое влияние температурных эффектов на указанные выше свойства мерзлых грунтов [16,97].

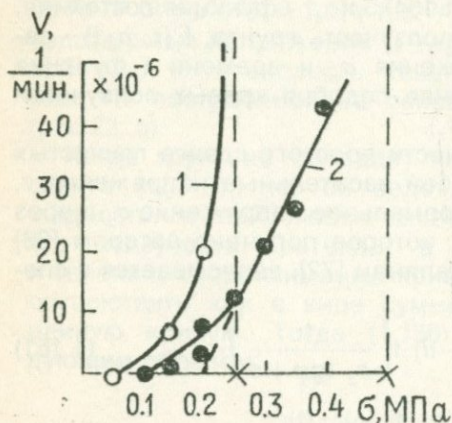


Рис.23. Реологические кривые мерзлых глины (1) и песка (2) при одноосном сжатии (по Н.А. Цытовичу, 1939).

V -скорость относительной деформации.

Зависимость деформаций ползучести немерзлых глинистых грунтов от изменяемости положительных температур, по-видимому, впервые исследована С.Мураемой и Т.Шибатой [127] и Р.Г. Ло

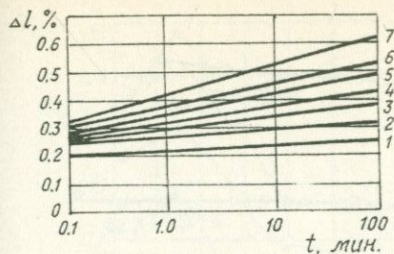


Рис.24. Влияние температуры на ползучесть глинистого грунта при одноосном сжатии под действием $\sigma_1 = 0,026$ МПа (по данным С. Мураяма и Т. Шибата, 1961).

в 1961 г. С. Мураяма и Т. Шибата испытывали на одноосное сжатие цилиндрические образцы ($d=25$ мм, $h=85$ мм) в пластометре (в камере прибора трехосного сжатия) в течение 100 минут под действием $\sigma_1 = 0,026$ МПа при изменении температуры образцов в пределах $T = +5 \dots +40^\circ\text{C}$ (рис.24). Р.Г. Ло установил значительное влияние небольшой изменчивости температуры (3°C) на процесс вторичной консолидации перемятой глины в условиях компрессии.

При рассмотрении результатов достаточно длительных (до 485 дней) испытаний на кручение плоских кольцевых образцов водонасыщенной глины ($\rho_s = 2,68$ г/см³; $\rho = 1,8$ г/см³; $w_0 = 0,445$; $w_L = 0,424$; $w_p = 0,244$; $I_p = 0,18$ $I_L = 1,117$), выполненных в 1963-1965 г.г. автором [59], было обнаружено существенное влияние температуры на скорость течения - ползучесть с постоянной скоростью. В частности, было установлено, что при изменении комнатной температуры на $8-10^\circ\text{C}$ скорость течения водонасыщенного грунта (в условиях отсутствия испарения поровой воды - при испытании образцов под водой) возрастает в два и более раза (рис.25).

Исследованиями, выполненными Н. Симонсом в 1965 г. В Норвежском геотехническом институте, было установлено, что при снижении температуры молодых гидрослюдно-хлоритовых глин с 21 до 6°C коэффициент их относительной сжимаемости m_c снижается на 11 %, а коэффициент консолидации s на 19%. Причем уменьшение коэффициента консолидации обусловлено уменьшением вязкости воды на 70 % [112]. М. Шериф, С. Барренс в 1968 г. [112] испытывали на одноосное сжатие грунтовые пасты, предварительно уплотненные при $T = 24^\circ\text{C}$, и установили, что снижение прочности при повышении температуры до $T = +24, +38, +52$, и $+66^\circ\text{C}$ происходит по логарифмическому закону. Исследованиями Д. Митчела (1969 г.), Р. Плюма и М. Ерсига (1969 г.) и Б. Кауля (1970 г.) установлено, что увеличение температуры глинистых грунтов в условиях открытой системы (при отсутствии высыхания)

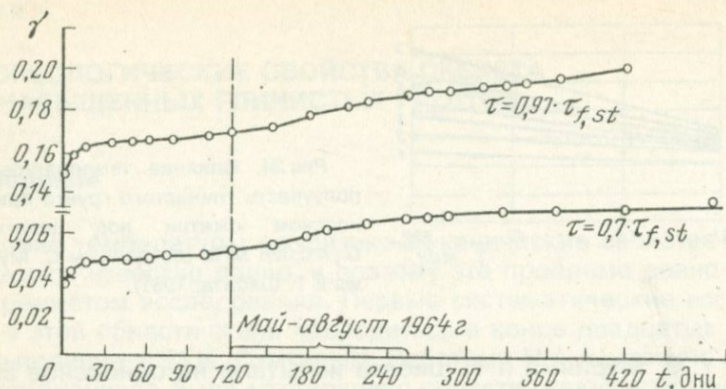


Рис.25. Влияние изменения комнатной температуры на сдвиговую ползучесть водонасыщенного глинистого грунта (по данным С.Р. Месцяна, 1965)
 $\sigma_{z,0} = 0,5$ МПа, $\sigma_{z,f} = 0,4$ МПа; τ - касательное напряжение; $\tau_{f,st}$ - стандартное сопротивление сдвигу.

приводит к дополнительному уплотнению. В водонасыщенных глинистых грунтах это явление приводит к повышению порового давления и увеличению объема грунта.

Аналогичные результаты были получены автором совместно с Р.Р. Галстяном в 1969-1972 г.г. [67], при исследованиях закономерностей компрессионной термоползучести водонасыщенных глинистых грунтов в условиях отсутствия испарения поровой воды. Было предложено разогрев слабых водонасыщенных глинистых грунтов (илов) использовать для ускорения их консолидации [63]. Практическое применение разогрева на 50-70°C для ускорения уплотнения илов бухты Врангеля в 1972...1973 г.г. было осуществлено М.В. Андреичевым, Б.П. Горбуновым и др. [112] (рис.26). Илы были перекрыты двухметровым песчаным слоем, а их подстилающим слоем (на глубине до 12 м) были аллювиальные галечники. Основой этих работ послужили исследования автора и Р.Р. Галстяна, опубликованные в 1971...1973 г.г. [67]. В дальнейшем этой группой специалистов, под руководством проф. Б.П. Горбунова, были разработаны рекомендации по термоконсолидации слабых водонасыщенных глинистых грунтов [102].

Е.М. Сергеевым и др. [22] исследовано влияние температуры на величину конечной деформации пасты Na - монтмориллонита и каолинита при температурах +20...+55°C в специальном термостате, оборудованном рычажной системой для передачи вертикальных давлений на образец. Образцы глины сжимались в пресс-

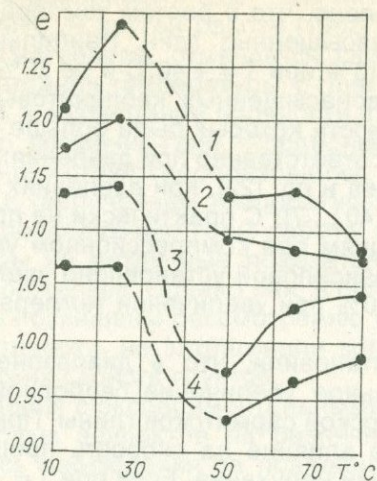
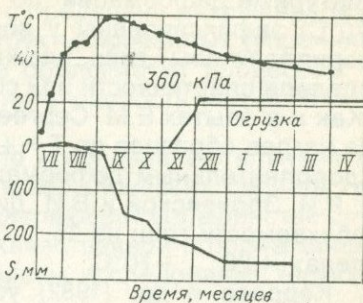
α  δ 

Рис.26. Изменение коэффициента пористости ила в зависимости от температуры (а), графики прогрева, остывания, осадок и пригрузки опытного участка за период с июля 1972 г. по март 1973 г. (б) (по данным М.В. Андреичева, Б.П. Горбунова и др., 1974).

форме при ступенчатом возрастании температуры после полной стабилизации деформаций от влияния каждой ее ступени. Установлено, что приращение температурной деформации (при давлениях 0,1...0,2 МПа) составляет для монтмориллонитовой глины 4...10%, а каолиновой - 5...16%. Установлено также, что с повышением плотности образца приращение температурной деформации уменьшается, а при давлениях 7,5...12,5 МПа дополнительные температурные деформации практически равны нулю: Равновесная влажность глины при этих давлениях составляет 1...3 w_{mh} (w_{mh} — максимальная гигроскопичность). Авторы отмечают, что при действии повышающихся температур на плотные водонасыщенные глины (в условиях отсутствия испарения влаги) температурные деформации будут иметь такой же характер, как в твердых сплошных телах — незначительное увеличение объема при повышении температуры и незначительное сжатие при ее понижении [30].

Р.И. Злочевская, В.Л. Королев и В.И. Дивисилова (1975) исследовали природу процессов, происходящих в водонасыщенных глинистых грунтах при положительных температурах +20 ... +70°C, и влияние этих температур на набухание и уплотнение при различ-

ных ступенях нагрузки (0,05...3,0 МПа) до полной консолидации с определением весовой влажности, вязкости и прочности методом погружения конуса. Установлено, что с ростом температуры возрастает уплотняемость водонасыщенных глин. Наибольшие температурные деформации (до 10% при $T = +40^{\circ}\text{C}$ и до 20% при $T = +70^{\circ}\text{C}$) зафиксированы у водонасыщенных каолинистых и монтмориллонитовых глин, влажность которых была больше нижнего предела пластичности или соответственно при давлениях 1...2 МПа. Как и в опытах Е.М. Сергеева и др. [22], при давлениях 20 ... 30 МПа нагрев образцов до $T = +40 \dots 70^{\circ}\text{C}$ практически не приводит к дополнительным деформациям при компрессионном уплотнении. Р.И. Злочевской и В.И. Дивисиловой установлено увеличение набухаемости глин на 15 ... 20% при увеличении температуры в пределах $+20 \dots +70^{\circ}\text{C}$.

В.А. Королев и др. (1982) установили, что в диапазоне $+1 \dots +35^{\circ}\text{C}$ имеет место значительное увеличение свободной набухаемости полиминеральной морской сарматской глины. Причем, температура оказывает большое влияние на скорость процесса набухания и затухания деформаций набухания. Если при $T = +1^{\circ}\text{C}$ процесс набухания заканчивается в течение шести суток, то при $T = +35^{\circ}\text{C}$ - в течение 24 часов. Установлено также, что при высоких температурах (до $+70^{\circ}\text{C}$) уплотнение набухающего грунта является полностью обратимым процессом. Это объясняется изменением структурной составляющей расклинивающего давления, которая при повышении температуры способствует увеличению сближения частиц и уплотнению, а при разгрузке-более свободному разъединению частиц и набуханию. В.А. Королев и Р.И. Злочевская (1982) приводят данные о возрастании коэффициента сжимаемости m_c водонасыщенных глинистых грунтов с коагуляционной структурой в зависимости от влажности при температурах $+1, \dots +70^{\circ}\text{C}$. Наибольшее набухание установлено при влажности $w = w_L$.

В 1973 г. автором, совместно с Р.Р. Галстяном [65], были опубликованы результаты исследования закономерностей термоползучести глинистых водонасыщенных грунтов при сдвиге - в условиях кручения плоских кольцевых образцов. Была установлена весьма существенная зависимость ползучести, сопротивления сдвигу и вязкости водонасыщенных глин различной плотности от температуры. Результаты исследования влияния температуры на вязкость глин различной плотности-влажности были опубликованы в 1977 г. Р.И. Злочевской и В.А. Королевым. Они установили линейную зависимость уменьшения коэффициента вязкости грунта на порядок от роста температуры в пределах $+5 \dots +70^{\circ}\text{C}$. Отмечается также снижение при возрастании температуры прочности катионизированных образцов мономинеральных глин нарушенного сложе-

ния каолинитового и монтмориллонитового составов, установленное методом погружения конуса. Образцы испытаны после уплотнения давлениями 0,05 ... 3,0 МПа при температуре $T = +20, +40$ и $+70^{\circ}\text{C}$. В другой работе (1982) также, без изложения фактического материала, отмечается снижение прочности по конусу при возрастании температуры у глин с предельно разрушенной структурой и возрастание прочности структурированных (упрочняющихся во времени) глин. Последнее объясняется процессом тиксотропного структурообразования, интенсивность которого повышается с увеличением температуры.

В последующие годы работы по исследованию влияния температуры на различные показатели механических свойств грунтов продолжались. Однако они, в подавляющем большинстве случаев, были посвящены рассмотрению качественной стороны вопроса и, практически, не затрагивали вопросы исследования термореологических свойств грунтов.

Наряду с экспериментальными исследованиями влияния температурных эффектов на различные свойства глинистых грунтов, велись наблюдения за поведением сооружений при переменной температуре. В частности, Ф.В. Котлов (1977) исследовал изменчивость среднегодовых температур воздуха ряда городов СССР, изменчивость термического режима грунтов и подземных вод в четвертично-мезозойском комплексе. Он установил, в частности, что под влиянием нагретых объектов (горячие цехи, печи, котлы, теплопроводы и др.) температура грунтов повышается до $30 - 60^{\circ}\text{C}$ а иногда до $80 - 100^{\circ}\text{C}$, что приводит к объемной термоусадке. В работе приводится пример деформации котельной в Москве, которая вследствие повышения температуры до 80°C дала неравномерную осадку, в капитальных стенах которой образовались трещины шириной 10 ... 20 мм и т.д. К. Сечи [30] приводит пример наклона заводской трубы стекольного завода вследствие влияния температуры теплопровода на илистый грунт, температура которого достигла $+90^{\circ}\text{C}$. На рис.27 приведены изменения температуры грунта на глубине 7 м и 3 м в районе печи и трубы. Там же указаны коэффициенты пористости, установленные по образцам, взятым из пробных скважин. Наклон фундамента шириной 5 м вызвал горизонтальное смещение трубы на 60 см.

Изложенное выше не оставляет сомнения в том, что, действительно, положительная температура, наряду с отрицательной, играет огромную роль не только в формировании свойств, но и в изменчивости реологических свойств водонасыщенных глинистых грунтов. Естественно, что учет этого важного фактора при исследовании указанных свойств является обязательным, ибо он позволяет: 1) установить истинные значения реологических характеристик грунтов, природная температура которых значительно отли-

чается от температуры образцов, испытываемых в лабораторных условиях; 2) определить осадки и другие деформации сооружений, находящихся в сфере воздействия различных источников тепла и 3) разрабатывать способы искусственного уплотнения слабых

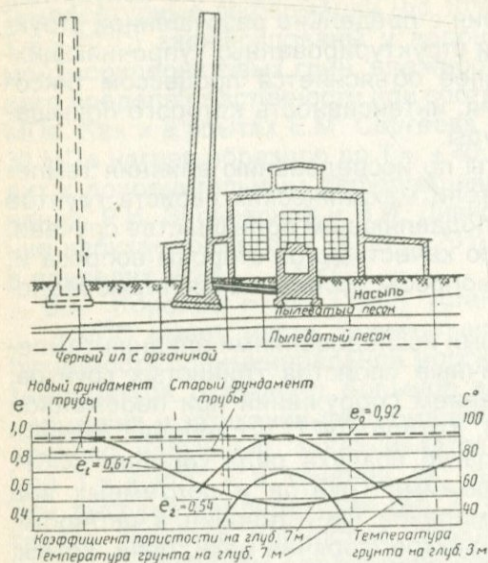


Рис.27. Наклон дымовой трубы стекольного завода в результате термоусадки грунта (по данным К. Сечи, 1960).

водонасыщенных грунтов методом температурных воздействий, где другие мероприятия малоэффективны [30].

При исследовании влияния температуры на реологические и другие свойства глинистых грунтов подлежат рассмотрению два случая [30]: 1) водонасыщенный грунт в процессе изменения температуры находится под водой, и испарение поровой воды - его высыхание, практически отсутствует и 2) грунт находится выше уровня грунтовых вод и при повышении температуры подвергается термоусадке.

Колебания температуры глинистого грунта, залегающего под слоем воды, вызывают [30]: 1) изменение расклинивающего давления пленок связанной воды, 2) изменение объема минеральных частиц и поровой воды, 3) изменение вязкости поровой воды и 4) изменение растворимости минералов. Как отмечают Е.М. Сергеев и др. [22], при небольших изменениях температуры термическим расширением твердых частиц можно пренебречь, и их дополнительное уплотнение при повышении температуры будет протекать в основном благодаря изменению толщины слоя воды между частицами - ее уменьшению в результате увеличения кинетической энергии молекул воды и снижению расклинивающего давле-

ния. Б.В. Железный и др. (1972) считают, что вязкость воды в капиллярах, имеющих радиус 0,5 мм, повышена. С ростом температуры аномальные отклонения вязкости от обычных значений уменьшаются и исчезают при $T = +65 \dots 70^{\circ}\text{C}$. По И.А. Брилинг (1972 г.), повышение температуры в слое глины приводит к «разжижению» поровой воды, которое наблюдается до температуры $+50 \dots +60^{\circ}\text{C}$.

Нашими исследованиями установлено [71], что «разжижение» и, вследствие этого, понижение вязкости могут наблюдаться и при более высоких температурах, достигающих $+80^{\circ}\text{C}$, поскольку при таких температурах, как будет показано ниже (см.П.2), имеет место интенсификация деформации уплотнения водонасыщенных глинистых грунтов.

Ниже приводятся результаты исследования реологических свойств водонасыщенных глинистых грунтов при температурных воздействиях, с привлечением аппарата теории ползучести (см.гл.1, П.3-7), полученные автором совместно с Р.Р. Галстяном в 1969-1976 г.

Все испытания образцов грунтов на термползучесть и термсопротивление сдвигу выполнены в условиях отсутствия их высыхания — под водой.

П.2. Компрессионная термползучесть водонасыщенных глинистых грунтов

Методика исследования

Для учета влияния температуры на мгновенные и ползучие деформации скелета водонасыщенных глинистых грунтов при одномомерном уплотнении (компрессии) следует экспериментально установить зависимость модуля мгновенной компрессионной деформации $E_{c,0}$, соотношения $\varepsilon_{c,t} - \sigma_1$, функции напряжения $F(\sigma_1)$ и меры ползучести $C_c(t)$ от температуры T . С этой целью необходимо испытать на ползучесть несколько серий образцов-близнецов при различных значениях постоянной и переменной температуры под действием постоянных и переменных во времени ступенями нормальных напряжений. По полученным из опыта данным определяют величину мгновенных деформаций $\varepsilon_{c,0}$ и деформаций ползучести ε_{ct} , которые представляют в виде семейства кривых $\varepsilon_{c,0} = \varepsilon_{c,0}(\sigma_1, T)$ (рис.28) и семейства кривых ползучести $\varepsilon_{ct} = \varepsilon_{ct}(t, \sigma_1)$ при различных постоянных температурах $T = \text{const}$ (рис.29, а), или $\varepsilon_{ct} = \varepsilon_{ct}(t, T)$ при различных значениях нормального напряжения σ_1 (рис.29,б). На их основе строят кривые $\varepsilon_{ct} - \sigma_1$ и $\varepsilon_{ct} - T$, которые показаны в левых частях приведенных рисунков.

Образцы-близнецы испытывают в обычных компрессионных приборах [67], по известным методам, подробно изложенным

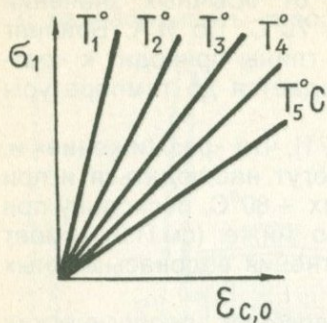


Рис.28. Схема семейства кривых напряжения (σ_1) - мгновенная компрессионная деформация ($\varepsilon_{c,0}$) при различных значениях температуры T .

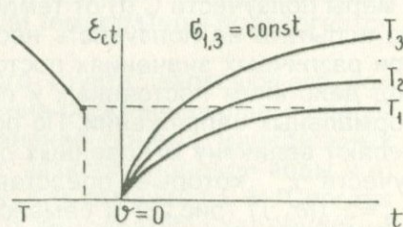
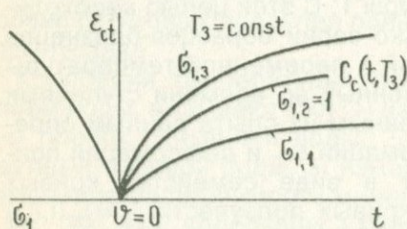
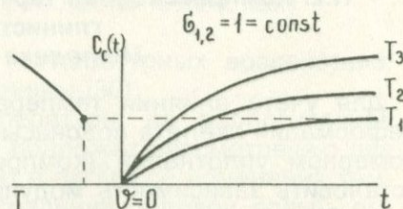
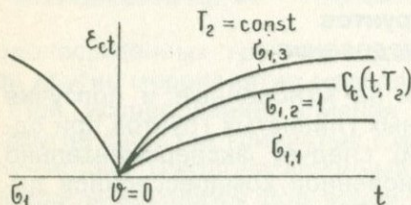
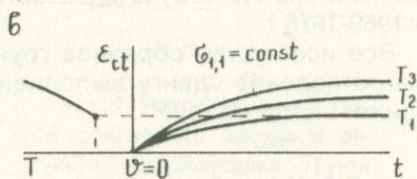
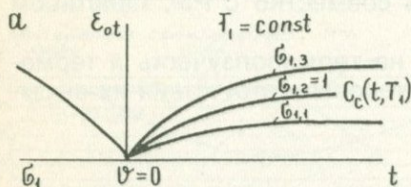


Рис.29. Схемы семейства кривых ползучести ε_{ct} - t при различных значениях постоянной температуры $T = \text{const}$ (а) и постоянного напряжения $\sigma_1 = \text{const}$ (б).

$C_c(t)$ - кривые меры компрессионной ползучести ($\sigma_1 = 1$).

в [79]. В целях исключения влияния фактора фильтрации на процесс уплотнения водонасыщенного глинистого грунта и определения деформаций их скелета, как обычно [79], испытывают на компрессионную ползучесть тонкие образцы-близнецы (высотой $h \leq 20$ мм, диаметром $d \geq 70$ мм) в условиях возможности двухстороннего отжатия поровой воды.

При отрицательных температурах опыты проводят в холодильных камерах. Представляет особый интерес определение характеристик компрессионной термоползучести водонасыщенных глинистых грунтов в условиях переменных положительных температур. В этом случае, в целях предотвращения высыхания, образцы испытывают под водой после их полного водонасыщения. Заданная температура воды создается и поддерживается постоянной в течение всего эксперимента термостатом, нагнетающим в прибор воду постоянной температуры (рис.30). Для указанной цели можно использовать термостаты U_8 , U_{10} (производства ГДР) или ультратермостаты ТЛ-150 Одесского завода медоборудования. Для охлаждения образцов до $T = +10 \dots +14^\circ\text{C}$ можно использовать обычную водопроводную воду.

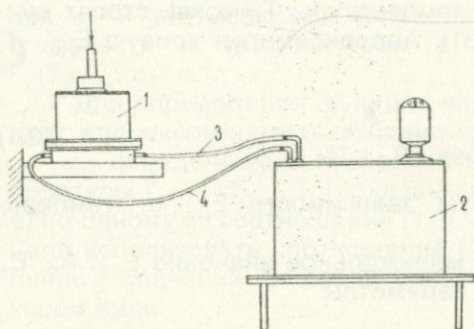


Рис.30. Схема нагревания термостатом водонасыщенного грунтового образца в компрессионном приборе.

1-компрессионный прибор;
2-термостат; 3,4-резиновые шланги.

Температура, ниже комнатной, в наших опытах создавалась водопроводной водой. Точность поддержания заданной температуры термостатом $\pm 0,5^\circ\text{C}$, а водопроводной водой $\pm 1^\circ\text{C}$. Испытания образцов-близнецов начинались через 12 часов после включения термостатов, когда температура достигла заданной величины.

Деформации термоползучести определяются вычитанием из общих деформаций величин мгновенных деформаций. Кривые термоползучести строятся по среднеарифметическим значениям результатов, полученных из испытания двух и более образцов-близ-

нецов. Разброс опытных данных по сравнению с среднеарифметическими значениями деформаций, как показали многочисленные опыты, не превышает $\pm 5\%$.

Проверялась возможность выщелачивания легкорастворимых солей из испытываемых образцов термостатирующей водой путем определения полного химического состава циркулирующей воды до и после опыта. Сопоставление этих данных, полученных при испытании рассмотренных ниже опытов показало, что химический состав циркулирующей через образец воды в процессе опыта не изменяется. Следовательно, это явление не оказывает влияния на полученные из опыта результаты.

Основные физические соотношения

Модули мгновенных термокомпрессионных деформаций скелета водонасыщенных глинистых грунтов $E_{c,0}$, входящие во все основные физические соотношения теорий ползучести (см.гл.I), определяют из семейства кривых $\varepsilon_{c,0} - \sigma_1$ (рис.28), полученных испытанием образцов-близнецов в различных температурных условиях. На основании данных о значениях модулей мгновенных термокомпрессионных деформаций грунта, полученных при различных значениях постоянной температуры $T = \text{const}$, строят кривую зависимости $E_{c,0} - T$ (рис.31). Аппроксимируя кривую $E_{c,0} - T$, например, выражением

$$E_{c,0}(T) = E_{c,0 \min} + \frac{A_0}{B_0 + T^{n_0}}, \quad (2.1)$$

устанавливают функциональную зависимость $E_{c,0}$ от температуры T .

В выражении (2.1) $E_{c,0 \min}$ — минимальное значение $E_{c,0}$; A_0 , B_0 и n_0 - определяемые из опыта параметры.

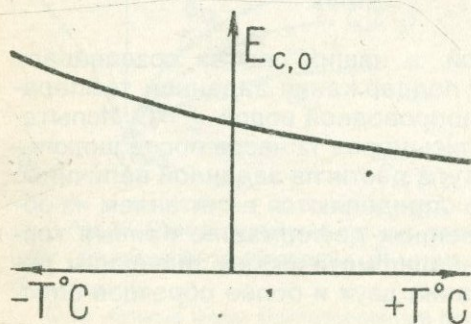


Рис.31. Схема кривой изменчивости мгновенной компрессионной деформации $E_{c,0}$ в зависимости от температуры.

Основное физическое уравнение деформации компрессионной ползучести скелета глинистого грунта с учетом температурных эффектов - термползучести $\varepsilon_{cr}(t-\theta, T)$ записывается в виде (1.25) [62]:

$$\varepsilon_{ct}(t-\theta, \sigma_1, T) = C_c(t-\theta, T) \cdot F_1(\sigma_1, T), \quad (2.2)$$

где $C_c(t - \theta, T)$ — зависящая от температуры мера компрессионной ползучести грунта, т.е. ползучесть грунта при единичном напряжении ($\sigma_1 = 1$); $F_1(\sigma_1, T)$ — зависящая от температуры функция нормального напряжения, учитывающая нелинейную зависимость между напряжениями и деформациями ползучести в некоторый фиксированный момент времени, которая удовлетворяет условию $F_1(\sigma_1 = 1, T) = 1$.

Зависящая от температуры мера компрессионной ползучести (мера компрессионной термоползучести) записывается следующим образом:

$$C_c(t-\theta, T) = C_c(t-\theta, T_k) \cdot F_2(T, \sigma_1), \quad (2.3)$$

где $C_c(t-\theta, T_k)$ - мера компрессионной ползучести грунта при некотором постоянном значении температуры T_k ; $F_2(T, \sigma_1)$ - функция температуры, зависящая от величины нормального напряжения σ_1 и учитывающая нелинейную зависимость между мерой ползучести и температурой T . Она удовлетворяет условию $F_2(T=T_k, \sigma_1)=1$.

1. Для определения функции напряжений $F_1(\sigma_1, T)$ по (1.26) следует аппроксимировать экспериментальные кривые зависимости $\varepsilon_{cr} - \sigma_1$, определенные при различных значениях постоянной температуры $T_1, T_2, T_3 \dots T_k$ (показаны в левых частях графиков рис.29, а) по одному из соотношений (1.2)...(1.14). Если, например, для этой цели использовать соотношение (1.3), то функция $F_1(\sigma_1)$ для различных значений $T = \text{const}$, согласно (1.28), запишется в следующем виде:

[illegible]

Устанавливая зависимость $n_1 - T$ для $F_1(\sigma_1, T)$, можно получить следующее выражение:

$$F_1(\sigma_1, T) = \sigma_1^{n_1(T)}. \quad (2.5)$$

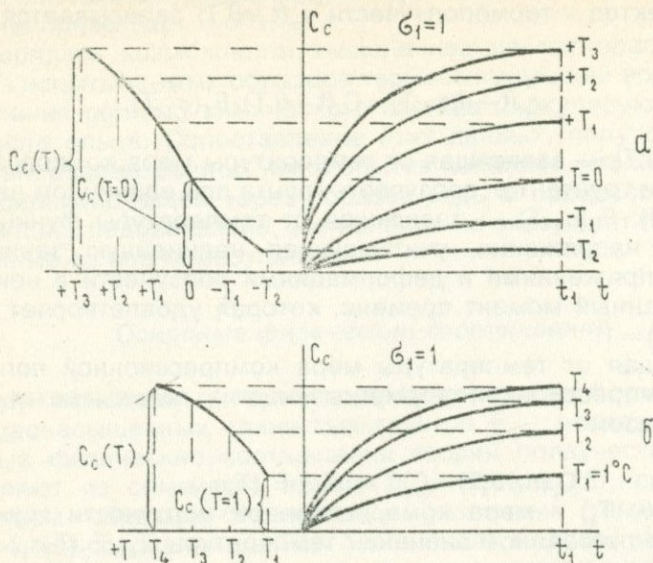


Рис.32. Схемы семейств кривых мер термоползучести $C_c - t$ и кривые $C_c - T$, используемые для определения функции температуры $F_2(T)$ при $\sigma_1 = 1$.

II. Выражения меры ползучести $C_c(t - \theta, T = \text{const})$ видов (1.15) ... (1.18) определяют из аппроксимации экспериментальных кривых меры ползучести $C_c - t$, полученных испытанием образцов-близнецов под действием единичного напряжения $\sigma_1 = 1$ при различных постоянных температурах (см. рис.29, а).

В случае, когда из опыта не определены кривые меры ползучести при $\sigma_1 = 1$, выражения для меры ползучести определяют из следующего соотношения вида (1.25):

$$C_c(t - \theta, T = \text{const}) = \frac{\varepsilon_{cl}(\sigma_1 \neq 1, t - \theta, T_k = \text{const})}{F_1(\sigma_1 \neq 1, T_k = \text{const})}, \quad (2.6)$$

где $\varepsilon_{cl}(\sigma_1 \neq 1, t - \theta, T_k = \text{const})$ - уравнение, полученное из аппроксимации одной из экспериментальных кривых ползучести, определенной не при единичном напряжении $\sigma_1 \neq 1$ и данной постоянной температуре $T_k = \text{const}$; $F_1(\sigma_1 \neq 1, T_k = \text{const})$ - функция напряжения при тех же значениях напряжения и температуры.

В наиболее общем случае, когда температура грунта принимает как положительные, так и отрицательные значения, выражение (2.3) удобно записать в следующем виде:

$$C_c(t-\theta, T) = C_c(t-\theta, T=0^0\text{C}) \cdot F_2(T, \sigma_1), \quad (2.7)$$

где $C_c(t-\theta, T=0^0\text{C})$ - мера ползучести грунта при $T=0^0\text{C}$; $F_2(T, \sigma_1)$ - функция температуры, зависящая от σ_1 и удовлетворяющая условию $F_2(T=0^0\text{C}, \sigma_1) = 1$.

В частном случае, когда температура грунта принимает только положительные (отрицательные) значения, вместо (2.7) будем иметь:

$$C_c(t-\theta, T) = C_c(t-\theta, T=+1^0\text{C}) \cdot F_2(T, \sigma_1), \quad (2.8)$$

где функция температуры удовлетворяет условию

$$F_2(T=+1^0\text{C}, \sigma_1) = 1.$$

III. Для определения входящих в (2.7) и (2.8) выражений функции температуры $F_2(T, \sigma_1)$ семейства экспериментальных кривых компрессионной ползучести, показанных на рис. 29,а, трансформируются в семейства экспериментальных кривых ползучести, показанных на рис.29,б. По этим семействам кривых строят кривые зависимости $\varepsilon_{ct} - T$ для различных значений постоянного напряжения, показанные в левых частях графиков рис.29,б.

Если предположить, что функция температуры не зависит от нормального напряжения σ_1 , то она может быть определена из семейства кривых мер ползучести $\sigma_1=1$ путем аппроксимации кривой $C_c - T$ (рис.32).

Когда температура грунта принимает как положительные, так и отрицательные значения, зависимость $C_c - T$ (рис.32,а) можно представить в виде следующих выражений [67]:

$$C_c(T) = d(1 - e^{-\lambda T}) + C_c(T=0^0\text{C}), \quad (2.9)$$

$$C_c(T) = BT^{n_2} + C_c(T=0^0\text{C}), \quad (2.10)$$

$$C_c(T) = \alpha T + \beta T^{n_2} + C_c(T=0^0\text{C}), \quad (2.11)$$

где $d, \lambda, B, n_2, \alpha, \beta$ - определяемые из опыта параметры; $C_c(T=0^0\text{C})$ - значение меры компрессионной термползучести при $T=0^0\text{C}$.

Функцию температуры определяют по соотношению, аналогичному (1.26):

$$F_2(T, \sigma_1=1) = \frac{C_c(T)}{C_c(T=0^0\text{C})}, \quad (2.12)$$

где $C_c(T)$ - мера компрессионной термоползучести при данном значении T в некоторый фиксированный момент времени t_1 (рис.29,6); $C_c(T=0^0C)$ - мера термоползучести при $T=0^0C$.

Учитывая (2.9) - (2.11), из (2.12) получим:

$$F_2(T, \sigma_1 = 1) = d_0(1 - e^{-\lambda T}) + 1, \quad (2.13)$$

$$F_2(T, \sigma_1 = 1) = B_0 T^{n_2} + 1, \quad (2.14)$$

$$F_2(T, \sigma_1 = 1) = \alpha_0 T + \beta_0 T^{n_2} + 1, \quad (2.15)$$

где

$$d_0 = \frac{d}{C_c(T=0^0C)}; B_0 = \frac{B}{C_c(T=0^0C)}; \alpha_0 = \frac{\alpha}{C_c(T=0^0C)}; \beta_0 = \frac{\beta}{C_c(T=0^0C)}, \quad (2.16)$$

d, B, α_0 и β_0 - параметры, входящие в (2.9) - (2.11).

IV. Когда температура T получает только положительные (или только отрицательные) значения, отличные от нуля ($T \neq 0^0C$), вместо (2.9) - (2.11) соответственно будем иметь (рис.29,6):

$$C_c(T, \sigma_1 = 1) = d(1 - e^{-\lambda T}), \quad (2.17)$$

$$C_c(T, \sigma_1 = 1) = B T^{n_2}, \quad (2.18)$$

$$C_c(T, \sigma_1 = 1) = \alpha T + \beta T^{n_2}, \quad (2.19)$$

Тогда, на основании соотношения

$$F_2(T, \sigma_1 = 1) = \frac{C_c(T)}{C_c(T = +1^0C)}, \quad (2.20)$$

соответственно получим следующие выражения функции температуры при $\sigma_1 = 1$:

$$F_2(T, \sigma_1 = 1) = d_0(1 - e^{-\lambda T}), \quad (2.21)$$

$$F_2(T, \sigma_1 = 1) = T^{n_2}, \quad (2.22)$$

$$F_2(T, \sigma_1 = 1) = \alpha_0 T + \beta_0 T^{n_2}, \quad (2.23)$$

удовлетворяющие условию $F_2(T=1^0C, \sigma_1 = 1) = 1$.

Имея выражения функций температуры и меры ползучести термокомпресии грунта для какого-либо значения (отличного

от $T=0^{\circ}\text{C}$ или $T=+1^{\circ}\text{C}$) температуры, меру термоползучести при $T=0^{\circ}\text{C}$ или $T=+1^{\circ}\text{C}$ можно определить из следующих соотношений:

$$C_c(t-\theta, T=0^{\circ}\text{C}) = \frac{C_c(t-\theta, T)}{F_2(T, \sigma_1=1)}, \quad (2.24)$$

$$C_c(t-\theta, T=+1^{\circ}\text{C}) = \frac{C_c(t-\theta, T)}{F_2(T, \sigma_1=1)}, \quad (2.25)$$

где $C_c(t-\theta, T)$ — выражение меры ползучести при данной температуре T ; $F_2(T, \sigma_1=1)$ — функция температуры при том же значении T .

Если кривые меры термоползучести аппроксимировать соотношениями вида (1.16), определяемыми из (2.24) и (2.25), а функции температуры $F_2(T)$ определить выражениями (2.14) и (2.22), то (2.7) и (2.8) соответственно запишутся в следующем виде:

$$C_c(t-\theta, T) = A_0(t-\theta)^{m_1} \cdot (T^{n_2} + 1), \quad (2.26)$$

$$C_c(t-\theta, T) = A_1(t-\theta)^{m_1} \cdot T^{n_2}. \quad (2.27)$$

где $A_1(t-\theta)^{m_1}$ — мера термоползучести при $T=+1^{\circ}\text{C}$. $A_0(t-\theta)^{m_1}$ — то же самое при $T=0^{\circ}\text{C}$.

Выше мы рассмотрели вопрос об определении функции температуры $F_2(T)$ только при единичном напряжении $\sigma_1=1$ (рис.29,б). Если для различных значений σ_1 , т.е. для различных семейств кривых термоползучести, эта функция будет иметь различные значения, то тогда, по аналогии с (2.5), будем иметь: $F_2(T) = T^{n_2(\sigma_1)}$.

Таким образом, для учета влияния температурных эффектов на компрессионную ползучесть водонасыщенных глинистых грунтов в условиях отсутствия их высыхания, следует иметь не менее трех семейств экспериментальных кривых термоползучести, представленные в виде графиков рис.29,а и 29,б. На основании этих семейств экспериментальных кривых термоползучести определяют выражения $\varepsilon_{ct} = \varepsilon_{ct}(\sigma_1, T)$ и $\varepsilon_{ct} = \varepsilon_{ct}(T, \sigma_1)$, функций напряжения $F_1(\sigma_1, T)$ и температуры $F_2(T, \sigma_1)$ и меру компрессионной термоползучести $C_c(t-\theta, T)$.

Вопросы аппроксимаций кривых и определения указанных выше соотношений и функций подробно рассмотрены в работах [67,79].

Изложенное выше говорит о том, что для определения характеристик компрессионной термоползучести грунтов следует испытать по 12-16 (24-32 при двукратном повторении опытов) образцов-близнецов. Поскольку получение такого количества образцов-близнецов вообще, природного сложения в особенности, очень сложно, можно пользоваться упрощенным методом двух экспериментальных кривых ползучести, разработанным автором [79], или же методом, разработанным автором совместно с Р.Р. Галстяном [18].

1. По первому методу (по методу автора)—при каждом заданном значении постоянной температуры испытывают два (четыре образца при двукратной повторности опытов) образца-близнеца (рис.33, а). Один из образцов-близнецов испытывают на ползучесть при постоянном, а второй—при переменном, возрастающем ступенями, напряжениях.

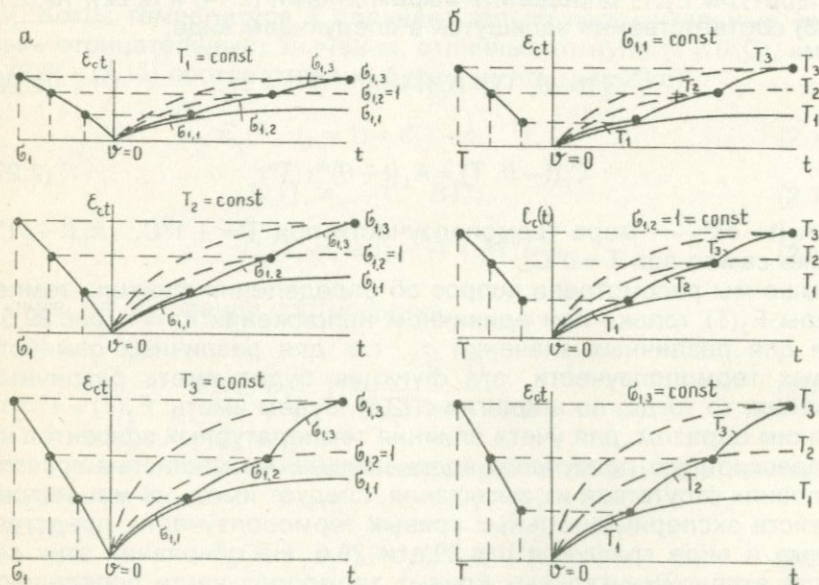


Рис.33. Схемы определения параметров компрессионной ползучести по первому (а) и второму (б) методам испытания двух образцов-близнецов. а-испытание образцов под действием постоянных и возрастающих ступенями нормального напряжения σ_1 при различных значениях постоянной температуры $T = const$; б-испытание образцов под действием постоянных и возрастающих ступенями температуры T при различных значениях постоянного напряжения $\sigma_1 = const$.

Вторая кривая ползучести используется для определения зависимости $\varepsilon_{ct} - \sigma_1$ и функции напряжения $F_1(\sigma_1)$. Если кривая ползучести при $\sigma_1 = \text{const}$ определена при единичном напряжении $\sigma_1 = 1$, то ее аппроксимирующее выражение является выражением меры ползучести $C_c(t - \theta)$, если же $\sigma_1 \neq 1$, то меру ползучести определяют по соотношению (2.6).

Зная $C_c(t - \theta)$ и $F_1(\sigma_1)$ для различных $T = \text{const}$, по выражению (2.2) строят кривые ползучести для различных значений нормального напряжения, которые в правых частях рис.33,а показаны штриховыми линиями.

Трансформируя полученные семейства кривых ползучести, строят семейства кривых для различных постоянных напряжений $\sigma_{1,i} = \text{const}$ (рис.29,б), по кривым зависимости $\varepsilon_{ct} - T$ определяют температурные функции $F_2(t)$, меру термползучести (2.7) и выражение деформаций ползучести (2.2).

2. Определение характеристик компрессионной термползучести глинистых грунтов **по второму методу** [18] осуществляют испытанием двух (четырех при двукратном повторении опыта) образцов-близнецов при постоянном напряжении $\sigma_{1,i} = \text{const}$. Один из образцов-близнецов испытывают на ползучесть при постоянной температуре $T_1 = \text{const}$, а второй - при переменной (возрастающей степенями) (рис.33,б).

Для определения кривых термползучести, соответствующих различным значениям постоянной температуры (отличных от T_1), при данном $\sigma_{1,i} = \text{const}$ по аналогии с функцией напряжения $F_1(\sigma_1)$ используется функция температуры $F_2(T)$, характеризующая нелинейную зависимость между температурой и деформациями ползучести (рис.33,б).

Функцию температуры $F_2(T)$ определяют по кривым зависимости $\varepsilon_{ct} - T$ или $C_c - T$, построенным по кривым термползучести при переменной температуре (рис.33,б). Кривые $\varepsilon_{ct} - T$, приведенные в левых частях графиков рис.33,б, аппроксимируют выражениями (2.9)-(2.11), когда температура принимает положительные и отрицательные значения (включая и $T = 0^\circ\text{C}$), и выражениями (2.17) - (2.19) - при только положительных (или только отрицательных) температурах, исключая $T = 0^\circ\text{C}$. Функцию температуры определяют по соотношениям (2.21) - (2.23).

Таким образом, кривые термползучести, полученные испытанием вторых образцов-близнецов при ступенчато-возрастающей температуре, используются для установления зависимости $\varepsilon_{ct} - T$ и определения функции температуры $F_2(T)$. По кривым термползучести, полученным испытанием образцов-близнецов при постоянной температуре $T_1 = \text{const}$, определяют зависимости $\varepsilon_{ct} = \varepsilon_{ct}(t - \theta, T_1)$, соответствующие данным значениям σ_1 и T_1 по выражениям:

$$\left. \begin{aligned} \varepsilon_{ct}(t - \theta, T) &= \varepsilon_{ct}(t - \theta, T = 0^\circ\text{C}) \cdot F_2(T); \\ \varepsilon_{ct}(t - \theta, T) &= \varepsilon_{ct}(t - \theta, T = +1^\circ\text{C}) \cdot F_2(T). \end{aligned} \right\} \quad (2.28)$$

строят кривые термползучести для различных значений постоянной температуры: $T_2, T_3 \dots T_k$ (отличных от T_1), соответствующие различным значениям постоянного напряжения $\sigma_{1,i}$. Выражения $\varepsilon_{ct}(t - \theta, T = 0^\circ\text{C})$ и $\varepsilon_{ct}(t - \theta, T = +1^\circ\text{C})$ определяют по соотношениям видов (2.24) и (2.25). Кривые термползучести, построенные по выражению (2.28), в правых частях графиков рис.33, б показаны штриховыми линиями.

Перестраивая полученные семейства кривых термползучести в семейства кривых $\varepsilon_{ct} = \varepsilon_{ct}(t, \sigma_1)$ для различных значений постоянной температуры (рис.29,а), определяют функцию напряжения $F_1(\sigma_1)$ для различных T по изложенному выше методу. Затем описывают семейства кривых ползучести по приведенным выше соотношениям с учетом параметров, полученных из аппроксимаций опытных кривых.

При применении изложенного метода необходимо произвести дополнительное испытание двух образцов-близнецов для определения функции $E_{c,0} = E_{c,0}(T)$.

Как будет показано ниже (см.п.3), использование изложенных выше методов двух экспериментальных кривых ползучести и термползучести для решения одного и того же вопроса приводит к совершенно одинаковым результатам. Это позволило нам проверить и оценить их правомочность для исследования термползучести водонасыщенных глинистых грунтов в условиях одномерного уплотнения.

При исследовании компрессионной термползучести водонасыщенных глинистых грунтов вторым методом двух кривых термпол-

зучести, как и при первом, очень важен правильный выбор интервала изменения температуры — длительности действия ее каждой ступени, так как характер кривой ε_{ct} — T обусловлен указанной продолжительностью. Интервал изменения температуры следует выбирать с таким расчетом, чтобы конечная деформация, определенная при переменной температуре, стала равной деформации от действия постоянной температуры. На рис.34 в качестве примера приведены результаты исследования термоползучести глинистого грунта № 25-69 (см.табл.1) при различных скоростях возрастания температуры во времени. Испытано шесть пар образцов-близнецов, температура которых, начиная от $T = 16^{\circ}\text{C}$, возрастала ступенями $T = +27$ и $+40^{\circ}\text{C}$ через $t = 1, 4, 8, 10$ и 15 дней. Последняя пара была испытана под действием постоянной температуры $T = +16^{\circ}\text{C}$. Установлено, что интервал возрастания температуры должен быть не менее 7-10 дней. Установлено также, что конечные значения деформаций термоползучести не зависят от скорости возрастания T .

Таблица 1

Показатели физических свойств грунтов

Лабораторный № грунта	Наименование грунта	ρ_s г/см ³	ρ г/см ³	w_0	w_L	w_p	I_p	e
18-69	Олигоцен-миоценовая красноцветная глина	2,73	1,83	0,268	0,522	0,332	0,19	0,88
19-69	То же самое	2,62	1,92	0,262	0,468	0,257	0,21	0,74
25-69	Глина четвертичная	2,64	1,76	0,331	0,526	0,233	0,29	1,0
30-72	Глина	2,74	1,89	0,292	0,507	0,277	0,23	0,87

В правой части рис.35 сплошными линиями показаны результаты испытания серии образцов-близнецов глины природного сложения за лабораторным № 19-69 (табл.1), при постоянном напряжении $\sigma_1 = 0,05$ МПа и различных значениях постоянной и ступенчато-возрастающей температуры $T = +14, +20, +30$ и $+40^{\circ}\text{C}$, на приборах М - 2[79]. Испытаны образцы-близнецы высотой $h = 20$ мм, диаметром $d = 70$ мм после предварительного уплотнения бытовым давлением $\sigma_{1,0} = 0,2$ МПа в течение 24 дней, до полной

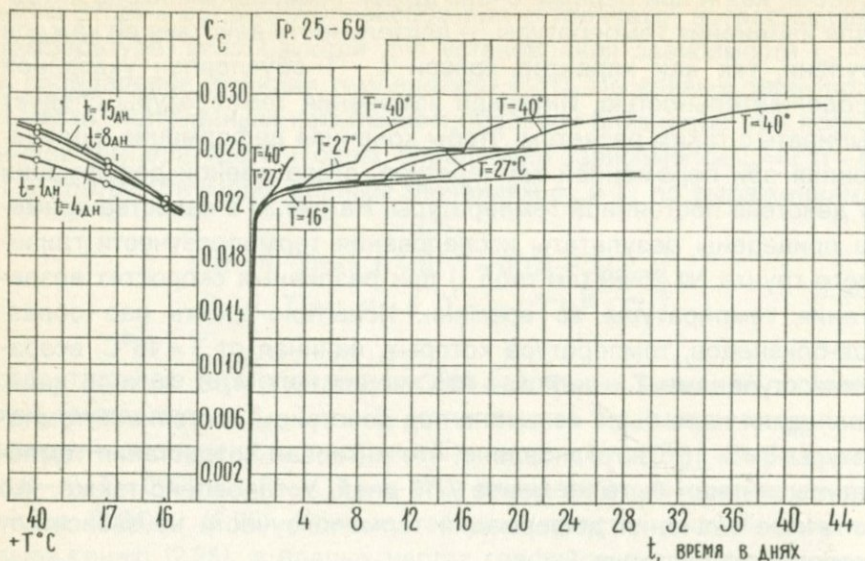


Рис.34. Семейство экспериментальных кривых мер термоползучести ($\sigma_1 = 0,1$ МПа), полученных испытанием шести пар предварительно уплотненных под действием $\sigma_{1,0} = 0,1$ МПа образцов-близнецов при постоянной $T = +16^\circ\text{C}$ и переменной ступенями температуре, кривые зависимости $C_c - T$ для $t = 1,4, 8$ и 15 дней.

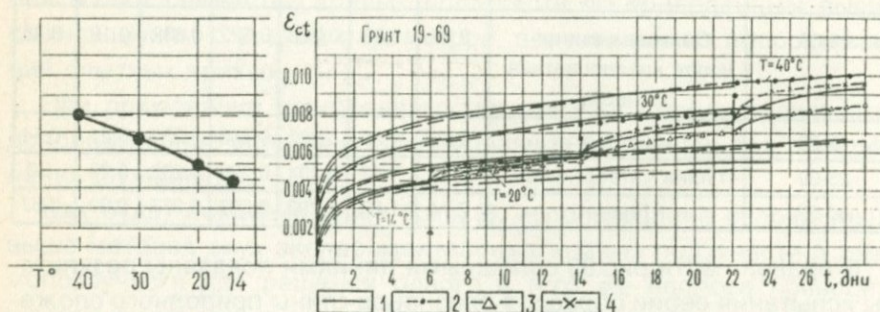


Рис.35. Семейство экспериментальных кривых компрессионной термоползучести грунта 19-69, кривая $E_{ct} - T$ для $t < 7$ дней (1), кривые ползучести, построенные по данным испытания двух пар образцов-близнецов по второму методу двух кривых (штриховые линии), описание процесса ползучести по теориям старения (2), упрочнения (3) и наследственной ползучести (4). $\sigma_{1,0} = 0,2$ МПа; $\sigma_1 = 0,05$ МПа.

стабилизации деформаций. Наибольшая длительность опытов—29 дней (без учета времени предварительного уплотнения). Отжатие поровой воды из образцов двухстороннее, повторность опытов двукратная. Интервал возрастания температуры 7 дней.

В левой части рис.35 показана кривая зависимости $\varepsilon_{ct}-T$, построенная по экспериментальной кривой термоползучести, определенной под действием ступенчато-возрастающей температуры, приведенной в правой части этого же рисунка.

Кривая зависимости $\varepsilon_{ct}-T$, которая показана в левой части рис.35, аппроксимирована степенной функцией вида (2.18):

$$\varepsilon_{ct}(T, \sigma_1 = 0,05 \text{ МПа}) = BT^{n_2} = 0,00813 T^{0,602}, \quad (2.29)$$

и определено выражение функции температуры вида (2.22):

$$F_2(T, \sigma_1 = 0,05 \text{ МПа}) = T^{n_2} = T^{0,602}. \quad (2.30)$$

Кривая термоползучести при $T = 14^\circ\text{C}$ аппроксимирована выражением вида (1.16):

$$\begin{aligned} \varepsilon_{ct}(t-\theta, \sigma_1 = 0,05 \text{ МПа}, T = +14^\circ\text{C}) &= A_0 \cdot (t-\theta)^{m_1} = \\ &= 0,00287 \cdot (t-\theta)^{0,186}, \end{aligned} \quad (2.31)$$

а для $T = +1^\circ\text{C}$ получено следующее соотношение вида (2.25):

$$\begin{aligned} \varepsilon_{ct}(t-\theta, \sigma_1 = 0,05 \text{ МПа}, T = +1^\circ\text{C}) &= \frac{\varepsilon_{ct}(t-\theta, \sigma_1 = 0,05 \text{ МПа}, T = +1^\circ\text{C})}{F_2(T = +14^\circ\text{C})} = \\ &= \frac{0,00287}{+14^{0,602}} (t-\theta)^{0,186} = 0,000586 (t-\theta)^{0,186}. \end{aligned} \quad (2.32)$$

Используя (2.30) и (2.32), можно получить следующее уравнение для деформации термоползучести грунта вида (2.28):

$$\begin{aligned}\varepsilon_{ct} &= \varepsilon_{ct}(t - \theta, T = +1^{\circ}\text{C}) \cdot F_2(T) = A_1(t - \theta)^{m_1} \cdot T^{n_2} = \\ &= 0,000586 \cdot (t - \theta)^{0,186} \cdot T^{0,602}.\end{aligned}\quad (2.33)$$

По соотношению (2.33) построены кривые термоползучести для $T = +20, +30$ и $+40^{\circ}\text{C}$, которые в правой части рис.35 показаны штриховыми линиями. Как видно на рис.35, экспериментальные кривые и кривые, построенные выражением (2.33), очень близки. Следовательно, для определения параметров компрессионной термоползучести может быть использован второй метод двух экспериментальных кривых ползучести [18].

Методы определения параметров, входящих в (2.28), подробно изложены в [79].

Аналогичным способом определены экспериментальные кривые термоползучести и построены их семейства для других постоянных значений нормального напряжения $\sigma_1 = 0,025; 0,1$ и $0,2$ МПа.

После завершения опытов нагревание образцов было прекращено и их температура естественным путем была доведена до комнатной - $T = +20^{\circ}\text{C} \pm 0,5^{\circ}\text{C}$. В результате этого процесса деформации образцов-близнецов, испытанных при $T = +14^{\circ}\text{C}$, через 5-7 дней практически были достигнуты деформации образцов-близнецов, испытанных при комнатной температуре. Что же касается образцов-близнецов, испытанных при $T = +30$ и $+40^{\circ}\text{C}$, то после спада их температуры до комнатной, деформации полностью прекратились. При этом не было обнаружено изменения конечных деформаций в течение длительного времени.

Описание процесса термоползучести при переменной температуре

Выше были рассмотрены вопросы аппроксимаций экспериментальных кривых компрессионной термоползучести при постоянных нормальных напряжениях и температурах. Описание процесса компрессионной ползучести при нормальных напряжениях, возрастающих во времени ступенями, весьма подробно рассмотрено автором в связи с проверкой применимости различных теорий ползучести к этому явлению [79]. Аналогичным образом можно

рассмотреть и описание процесса термоползучести водонасыщенных глинистых грунтов при переменной (возрастающей ступенями) температуре под действием постоянного нормального напряжения.

На рис.35 приведен пример экспериментального определения кривой термоползучести при $\sigma_1 = 0,05$ МПа = const и переменной температуре ступенями $T = +14, +20, +30$ и $+40^\circ\text{C}$. Очевидно, что по аналогии с описанием процесса компрессионной ползучести при переменном напряжении [79] выражение меры термокомпрессии при изменении температуры под действием единичного нормального напряжения $\sigma_1 = 1$ (без учета мгновенных деформаций) можно представить в виде соотношений:

$$C_c(t) = C_c(t, T = +1^\circ\text{C}) \cdot F_2(T) = A \cdot t^m \cdot T^{n_2}, \quad (2.34)$$

$$C_c(t) = \left[\frac{\chi}{m} \right]^m T^{\beta m} \cdot t^m, \quad (2.35)$$

$$C_c(t - \theta) = - \int_{\theta_0}^t F_2[T(\theta)] \frac{\partial C_c(t - \theta, T = +1^\circ\text{C})}{\partial \theta} d\theta, \quad (2.36)$$

соответствующих записям физических уравнений теорий старения (1.25), упрочнения (1.52) и упругоползучего тела (1.87).

Результаты графического описания (рис.7) экспериментальной кривой компрессионной термоползучести, определенной при $\sigma_1 = 0,05$ МПа и переменной во времени ступенями температуре, по соотношению (2.34) * на рис.35 показан штрих-пунктиром, (2.35) — штрих-крестиками, а по выражению (2.36) — штрих-треугольниками. Указанное описание процесса термоползучести осуществлено на основании результатов аппроксимаций кривых термоползучести (штриховые линии), построенных для различных постоянных температур.

Как видно на рис.35, кривые, построенные по соотношению (2.34) и (2.36), расположились выше, а по (2.35) - ниже экспериментальной кривой термоползучести. Как (2.35), так и (2.36) экспериментальную кривую термоползучести описывают вполне удовлетворительно.

Примеры определения параметров компрессионной термоползучести по методам двух кривых

Приведем примеры определения физических соотношений термоползучести водонасыщенных глинистых грунтов методами двух экспериментальных кривых термоползучести при одномерном уплотнении — меры компрессионной термоползучести $C_c(t-\theta, T)$, функций напряжения $F_1(\sigma_1, T)$ и температуры $F_2(T, \sigma_1)$.

Опыты, как обычно, проведены в компрессионных приборах модели М-2 [79]. Испытаны образцы-близнецы грунтов №№ 18-69 и 25-69 природного сложения (табл.1) после их полного водонасыщения и предварительного уплотнения в течение 24 дней до полной стабилизации деформаций соответственно под действием бытовых (природных) давлений $\sigma_{1,0}=0,25$ МПа и 0,1 МПа. Общее количество испытанных образцов-близнецов грунта № 18-69 — 38 штук, а грунта № 25-69 — 40 штук.

В целях выяснения зависимости параметров функций напряжения $F_1(\sigma_1)$ и температуры $F_2(T)$ соответственно от температуры T и нормального напряжения σ_1 , испытания указанных выше грунтов на ползучесть осуществлены по двум, рассмотренным выше, методам двух экспериментальных кривых ползучести и термоползучести (рис.33,а и 33.б).

1. На рис. 36 показаны семейства кривых ползучести глины № 18-69, которые построены по первому методу (рис.33, а) для четырех различных значений температуры: $T = +14; +20; +30$ и $+40^\circ\text{C}$. При температурах $T = +14; +30$ и $+40^\circ\text{C}$ образцы-близнецы попарно испытаны на ползучесть под действием одного постоянного $\sigma_1 = 0,05$ МПа и переменного -возрастающего ступенями $\sigma_1 = 0,05; 0,1; 0,15$ и $0,2$ МПа напряжений. При комнатной температуре ($T = +20^\circ\text{C}$) испытаны на ползучесть пять пар образцов-близнецов. Из них четыре пары испытаны под действием постоянных напряжений $\sigma_1 = 0,05; 0,1; 0,15$ и $0,2$ МПа, а одна пара образцов-близнецов - при тех же значениях, но возрастающих во времени ступенями напряжения.

В левых частях рассматриваемых графиков приведены кривые зависимости $\varepsilon_{cl} = \varepsilon_{cl}(\sigma_1, T = \text{const})$, построенные по экспериментальным кривым ползучести, полученным при ступенчато-возрастающих во времени напряжениях, построенных в правых частях тех

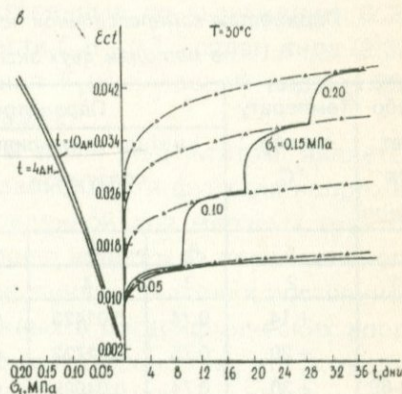
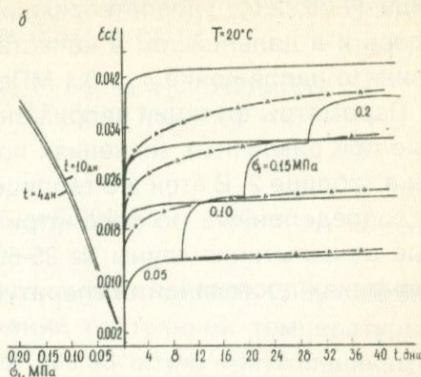
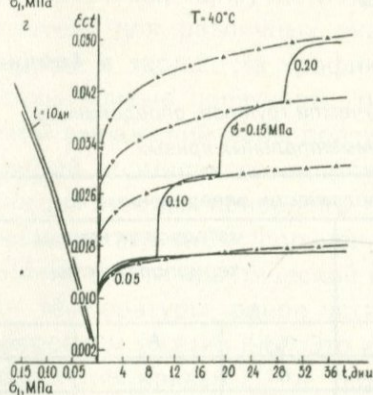
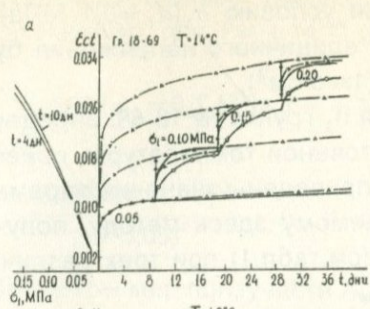


Рис.36. Семейства кривых компрессионной ползучести (штрих-треугольнички) грунта 18-69, построенные методом двух экспериментальных кривых (сплошные линии) в четырех различных значениях $T = \text{const}$ при $\sigma_{1,0} = 0,25$ МПа, кривые зависимости $\varepsilon_{ct} - \sigma_1$ при $t = 4$ и 10 дни (t -длительность действия ступени напряжения).

Описание процесса ползучести при переменном напряжении по (1.25)-штрих-пунктир; (1.52)-штрих-крестики; (1.87)-штрих-галочки (а). Экспериментальные кривые ползучести, определенные при $\sigma_1 = 0,05; 0,1; 0,15$ и $0,20$ МПа (б).

а — $T = +14^\circ\text{C}$, б — $T = +20^\circ\text{C}$, в — $T = +30^\circ\text{C}$, г — $T = +40^\circ\text{C}$

же графиков. Кривые $\varepsilon_{ct} = \varepsilon_{ct}(\sigma_1, T = \text{const})$ аппроксимированы степенными зависимостями (1.3) и, в соответствии с этим, функции

напряжения представлены выражениями $F_1(\sigma_1, T = \text{const}) = (10\sigma_1)^{n_1}$ вида (1.28; 2.5), удовлетворяющими условию $\sigma_1(\sigma_1 = 0,1 \text{ МПа}) = 1$. Здесь и в дальнейшем в качестве единичного напряжения будет принято напряжение $\sigma_1 = 0,1 \text{ МПа}$ (1 кгс/см^2).

Параметры функций напряжения n_1 грунта № 18-69, определенные при различных значениях постоянной температуры, приведены в таблице 2. В этой же таблице приведены значения параметра n_1 , определенные по рассматриваемому здесь методу, полученные от испытания глины № 25-69 (см. табл. 1) при трех различных значениях постоянной температуры.

Таблица 2

Параметры компрессионной ползучести грунтов, определенные по методам двух экспериментальных кривых

Лабора- рат. № грунта	Температу- ра обр. °C	Параметры ползучести, определенные по					
		I методу двух кривых ползучести			II методу двух кривых термоползучести		
		n_1	A_1	m_1	n_1	A_1	m_1
1	2	3	4	5	6	7	8
18-69	+14	0,74	0,01423	0,1	0,77	0,015	0,086
	+20	0,75	0,01732	0,1	0,77	0,01754	0,080
	+30	0,74	0,01929	0,1	0,77	0,02062	0,080
	+40	0,74	0,0212	0,1	0,77	0,02348	0,08
	сред- нее	0,74	-	0,1	0,77	-	0,081
25-69	+13/+16	0,63	0,02143	0,032	0,60	0,02197	0,034
	+27	0,64	0,02384	0,030	0,80	0,02436	0,040
	+40	0,64	0,0261	0,032	0,80	0,02638	0,040
	сред- нее	0,64	-	0,031	0,73	-	0,038

Экспериментальные кривые ползучести при $\sigma_1 = 0,05 \text{ МПа}$ аппроксимированы степенными функциями (1.16). Результаты этих аппроксимаций в правых частях графиков рис.36 показаны штрих-треугольниками. Выражения меры ползучести $C_c(t-\theta, T = \text{const})$ при единичном нормальном напряжении $\sigma_1 = 0,1 \text{ МПа}$ для

различных постоянных температур определены по соотношению (2.7). Например, для $T = +14^{\circ}\text{C}$ (рис.36,а) имеем:

$$C_c(t-\theta, \sigma_1=0,1 \text{ МПа}, T=+14^{\circ}\text{C}) = \frac{A(t-\theta, \sigma_1=0,05 \text{ МПа})}{(10\sigma_1)^{m_1}} =$$

$$= \frac{0,00854 \cdot (t-\theta)^{0,1}}{(10 \cdot 0,05)^{0,74}} = A_1 \cdot (t-\theta)^{m_1} = 0,001423 \cdot (t-\theta)^{0,1}. \quad (2.37)$$

Параметры мер ползучести A_1 и m_1 грунтов за №№ 18-69 и 25-69, полученные для различных значений постоянной температуры, приведены в табл.2. На графиках рис.36 штрих-треугольниками показаны кривые ползучести, построенные по выражению (2.2), с учетом выражений меры ползучести $C_c(t-\theta, T=\text{const})$ вида (2.37) и функций нормального напряжения $F_1(\sigma_1, T=\text{const})$ вида (1.28), параметры которых приведены в табл.2.

Весьма интересным, полученным здесь результатом, является выявление факта практической независимости функции напряжения от температуры, ранее установленной для мерзлых грунтов при их осевом сжатии [96]. Это хорошо видно и из параллельного расположения кривых $\epsilon_{ct} - \sigma_1$ для различных значений постоянной температуры $T = \text{const}$, представленных в логарифмических координатах $\lg \epsilon_{ct} - \lg \sigma_1$ (рис.37,а). Это примечательно тем, что позволяет существенно сократить объем экспериментальных работ и ограничиться определением функции напряжения только при одном постоянном значении температуры.

2. Теперь познакомимся с результатами испытания двух пар образцов-близнецов двух грунтов № 18-69 и 25-69 (см.табл.1), выполненных для определения параметров компрессионной термползучести по второму методу двух экспериментальных кривых термползучести, изложенному выше (рис.33,б).

На рис.38 приведены семейства кривых термползучести грунта 18-69, полученные испытанием образцов-близнецов при постоянных нормальных напряжениях $\sigma_1 = 0,05; 0,1$ и $0,2$ МПа. При этих значениях постоянного напряжения одна пара образцов-близнецов испытана при $T = +14^{\circ}\text{C}$, а другая — при температуре, возрастающей во времени ступенями от $+14^{\circ}\text{C}$ до $+40^{\circ}\text{C}$. В целях проверки применимости рассматриваемого метода для

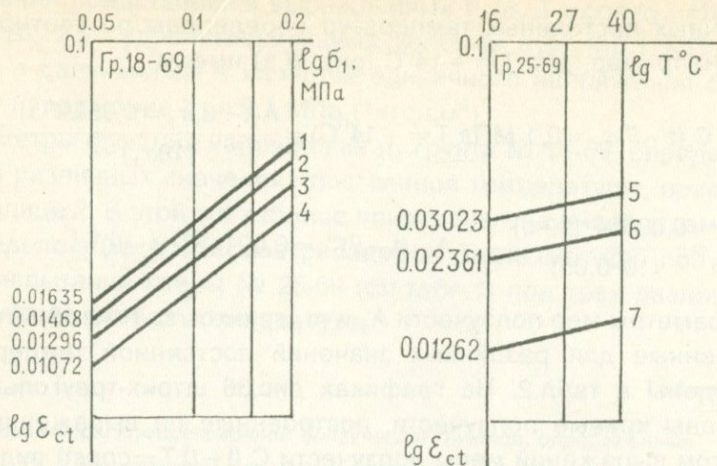


Рис.37. Семейства экспериментальных кривых $\lg \sigma_1 - \lg \varepsilon_{ct}$ грунта 18-69, определенные при различных значениях $T = \text{const}(a)$ и $\lg \varepsilon_{ct} - \lg T$ грунта 25-69 при различных $\sigma_1 = \text{const}(b)$.

1— $T = +40^\circ\text{C}$, $n_1 = 0,75$; 2— $T = +30^\circ\text{C}$, $n_1 = 0,74$; 3— $T = +20^\circ\text{C}$, $n_1 = 0,74$;
 4— $T = +14^\circ\text{C}$, $n_1 = 0,74$; 5— $\sigma_1 = 0,15$ МПа, $n_2 = 0,22$; 6— $\sigma_1 = 0,1$ МПа, $n_2 = 0,2$;
 7— $\sigma_1 = 0,05$ МПа, $n_2 = 0,25$

построения кривых термоползучести и соотношений (2.34)...(2.36) для описания процесса термоползучести грунтов при переменной температуре (см.рис.35), при $\sigma_1 = 0,1$ МПа дополнительно испытаны две пары образцов-близнецов при постоянных температурах $T = +27$ и $+40^\circ\text{C}$.

Экспериментальные кривые термоползучести в правых частях рис.38 показаны сплошными линиями, а в левых частях этих же графиков сплошными линиями показаны кривые зависимости $\varepsilon_{ct} - T$, построенные по экспериментальным кривым, полученным при переменной температуре (приведены в правых частях графиков). Как и в рассмотренном выше случае, экспериментальные кривые термоползучести при постоянной температуре $T = +14^\circ\text{C}$ аппроксимированы степенной зависимостью вида (1.16), кривые зависимости $\varepsilon_{ct} - T$ выражением (2.18), а функции температуры записаны в форме $F_2(T) = T^{n_2}$ (2.22).

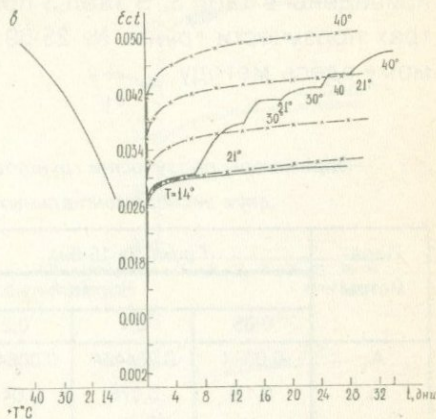
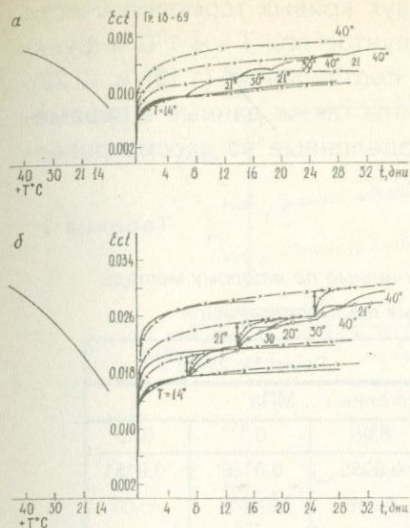


Рис.38. Семейства кривых компрессионной ползучести (штрих-крестики) грунта 18-69, построенные методом двух экспериментальных кривых (сплошные линии) и кривые $\varepsilon_{ct} - t$ для различных $T = \text{const}$. Экспериментальные кривые ползучести, определенные при различных $\sigma_1 = \text{const}$ (сплошные линии в правой части графика б). Описание процесса ползучести при ступенчатом росте температуры по теориям старения (2.34)-штрих-пунктир, упрочнения (2.35)-штрих-кружочки и наследственной ползучести (2.36)-штрих-галочки.

$\sigma_{1,0} = 0,25$ МПа; а — $\sigma_1 = 0,05$ МПа; б — $\sigma_1 = 0,1$ МПа; в — $\sigma_1 = 0,2$ МПа

Имея результаты аппроксимации экспериментальных кривых термползучести для различных значений постоянного нормального напряжения σ_1 при постоянной температуре $T = +14^\circ\text{C}$ (рис.38) и выражения функций температуры $F_2(T)$, по соотношению вида (2.25) определяют уравнение кривой термползучести для $T = +1^\circ\text{C}$. Например, при $\sigma_1 = 0,05$ МПа для температуры $T = +1^\circ\text{C}$ получено следующее выражение:

$$\begin{aligned} \varepsilon_{ct}(t - \theta, \sigma_1 = 0,05 \text{ МПа}, T = +1^\circ\text{C}) &= \frac{\varepsilon_{ct}(t - \theta, \sigma_1 = 0,05 \text{ МПа}, T = +14^\circ\text{C})}{F_2(T = 14^\circ\text{C}, \sigma_1 = 0,05 \text{ МПа})} = \\ &= \frac{A_0 \cdot (t - \theta)}{T^{n_2}} = A_1(t - \theta)^{m_1} = 0,0024 \cdot (t - \theta)^{0,1}. \end{aligned} \quad (2.38)$$

Определенные вторым методом двух кривых термоползучести параметры ползучести испытанных грунтов при $T = +10^{\circ}\text{C}$ и функции температуры $F_2(T)$, входящие в соотношения (1.16) и (2.22), приведены в табл.3. В табл.3 приведены также данные о параметрах ползучести грунта № 25-69, определенные по рассматриваемому здесь методу.

Таблица 3.

*Параметры ползучести грунтов, полученные по второму методу
двух экспериментальных кривых термоползучести*

Пара- метры	Грунт № 18-69			Грунт № 25-69		
	Нормальные напряжения σ_1 , МПа					
	0,05	0,1	0,2	0,05	0,1	0,15
A_1	0,0024	0,004464	0,008425	0,0055	0,0126	0,0151
m_1	0,10	0,076	0,041	0,049	0,031	0,032
n_2	0,45	0,45	0,45	0,25	0,20	0,22

Используя полученные для различных постоянных нормальных напряжений σ_1 , значения параметров A_1 , m_1 и n_2 (табл.3), по выражению (2.27) построены семейства кривых термоползучести, которые в правых частях графиков рис.38 показаны штрих-крестиками. Семейство кривых при $\sigma_1 = 0,1$ МПа представляет собой семейство кривых **меры термоползучести**.

Наиболее интересным результатом, полученным из испытания образцов-близнецов под действием различных по величине нормальных постоянных напряжений σ_1 при переменной во времени температуре, является установление независимости функций температуры $F_2(T)$ от σ_1 . Это следует и из параллельного расположения кривых $\varepsilon_{ct} - T$ в логарифмических координатах $\lg \varepsilon_{ct} - \lg T$ (рис.37,б). Следовательно, для определения функции температуры можно ограничиваться получением из опыта одного семейства экспериментальных кривых термоползучести по второму методу двух кривых при одном, желательно единичном (0,1 МПа), постоянном нормальном напряжении σ_1 (рис.38,б).

3. Для определения параметров функции напряжения $F_1(10\sigma_1)$ и меры ползучести грунта $C_c(t - \theta, \sigma_1 = 0,1 \text{ МПа})$ в различных температурных условиях, по результатам испытания образцов-близ-

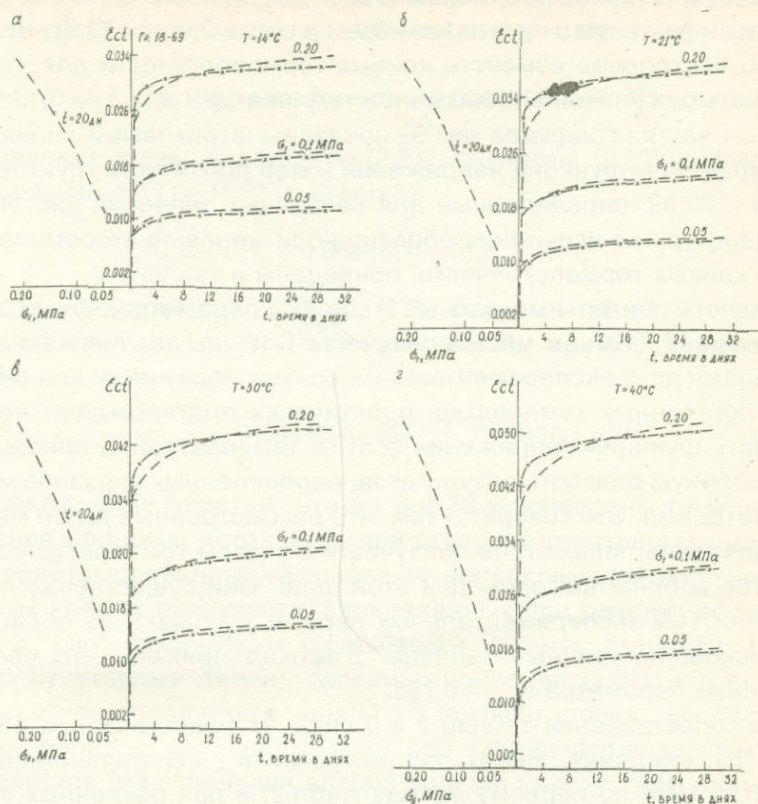


Рис.39. Семейства кривых компрессионной ползучести грунта 18-69 (штрих-крестики), построенные трансформацией семейств кривых, приведенных на рис.38, кривые зависимости $\varepsilon_{ct} - \sigma_1$ и результаты аппроксимации кривых ползучести (штриховые линии) по соотношению (2.41)

$\sigma_{1,0} = 0.25$ МПа; а — $T = +14^\circ\text{C}$; б — $T = +21^\circ\text{C}$; в — $T = +30^\circ\text{C}$; г — $T = +40^\circ\text{C}$

нецов по второму методу двух кривых термползучести, в правых частях рис.39 штрих-крестиками представлены семейства кривых ползучести при $T = +14, +20 \dots +21, +30$ и $+40^\circ\text{C}$, полученные трансформацией семейств кривых термползучести, приведенных на рис.38. В левых частях графиков рис.39 изображены кривые зависимости $\varepsilon_{ct} - \sigma_1$ для $t = 20$ дней. По этим кривым определены функции напряжения $F_1(10\sigma_1)$ вида (2.5), выражение меры пол-

зучести при единичном нормальном напряжении 0,1 МПа и, как и в рассмотренном в пункте 1 случае, по соотношению (2.2) осуществлено построение семейств кривых термползучести для указанных четырех значений постоянной температуры для $\sigma_1 \neq 0,1$ МПа (в правых частях графиков рис.39 показаны штриховыми линиями).

Параметры функций напряжения и мер ползучести грунтов №№ 18-69 и 25-69, определенные для различных значений постоянной температуры от испытания образцов-близнецов по второму методу двух кривых термползучести, приведены в таблице 2.

Экспериментальные данные (табл.2) о параметрах функций напряжения $F_1(10\sigma_1)$ и меры ползучести $C_c(t-l)$, полученные двумя методами двух экспериментальных кривых ползучести для различных постоянных температур, практически подтверждают независимость функции напряжения (2.5) от температуры и показывают достаточную близость результатов, определенных указанными выше методами. Это говорит о том, что рассмотренные выше методы определения параметров ползучести с учетом температурных эффектов вполне пригодны для этой цели. Они существенно сокращают объем экспериментальных работ и упрощают их обработку. На основании данных таблицы 2 можно принять, что среднее значение параметра $n_{1,m} = 0,755$.

Из сопоставления таблиц 2 и 3 следует существование некоторого расхождения между параметрами m_1 , определенными при $\sigma_1 = 0,05$ МПа по первому методу (табл.2) и при различных значениях нормального напряжения $\sigma_1 = 0,05; 0,1$ и $0,2$ МПа, установленного по второму методу (табл.3). Это расхождение объясняется неподобием кривых ползучести, определенных при различных значениях постоянного, «мгновенно» приложенного на всю величину нормального напряжения σ_1 [79]. Подтверждением сказанному является равенство $m_1 = 0,1$ при одном и том же значении напряжения $\sigma_1 = 0,05$ МПа (см.табл.2 и 3). Учет неподобия кривых ползучести не представляет больших трудностей, однако он приводит к значительному усложнению уравнений ползучести [60].

Чтобы не усложнять уравнение термползучести (2.2), можно с некоторым приближением принять, что кривые ползучести, определенные под действием различных по величине постоянных нормальных напряжений (рис.38) подобны, и параметр ползучести m_1 не зависит от σ_1 . Тогда, используя результаты, полученные от 102

испытания образцов-близнецов под действием единичного нормального напряжения $\sigma_1 = 0,1$ МПа (табл.3), выражение меры ползучести для $T = +1^{\circ}\text{C}$ грунта 18-69 можно записать в виде

$$C_e(t-\theta, T = +1^{\circ}\text{C}) = A_1 \cdot (t-\theta)^{m_1} = 0,00446 \cdot (t-\theta)^{0,076}, \quad (2.39)$$

а уравнение меры ползучести (2.27), с учетом (2.39) и функции температуры $F_2(T) = T^{0,45}$ (см.табл.3):

$$C_e(t-\theta, T) = 0,00446 \cdot (t-\theta)^{0,076} \cdot T^{0,45}. \quad (2.40)$$

Тогда уравнение ползучести (2.2), с учетом (2.39) и функции напряжения $F_1(\sigma_1) = (10\sigma_1)^{0,755}$ (см.табл.2), примет следующую форму:

$$\varepsilon_{ct}(t-\theta, \sigma_1, T) = 0,00446(t-\theta)^{0,076} \cdot T^{0,45}(10\sigma_1)^{0,755}. \quad (2.41)$$

В заключение отметим, что на рис.36,а приведены результаты описания процесса ползучести при ступенчато-возрастающем напряжении (выполненные на основании аппроксимаций экспериментальных кривых ползучести, определенных при различных значениях σ_1 по физическим уравнениям теории старения (1.25) (штрих-пунктирные линии), теории упрочнения (1.52) (штрих-кружочки) и упругоползучего тела (1.87) (штрих-галочки). На рис.38,б описан процесс термоползучести при ступенчато-возрастающей температуре (на основании аппроксимаций кривых термоползучести, определенных при различных значениях постоянной температуры) по соотношению (2.34) (штрих-пунктирные линии), (2.35) (штрих-кружочки) и (2.36) (штрих-галочки).

В обоих указанных случаях описания процессов ползучести и термоползучести выполнены графическим методом (рис.7).

На приведенных графиках видно, что процессы ползучести и термоползучести при ступенчато-возрастающем напряжении и ступенчато-возрастающей температуре наилучшим образом предсказывает теория упругоползучего тела (наследственности ползучести), несколько хуже теория упрочнения. Однако, при достаточно медленном росте напряжений и температуры, с достаточной для практики точностью, для этой цели могут быть использованы все три теории ползучести и соотношения (2.34)-(2.36).

4. Из изложенного выше (см.П.1) известно, что в зоне влияния источников тепла температура грунта доходит до $+100^{\circ}\text{C}$. Поэтому компрессионная термоползучесть водонасыщенных глинистых грунтов при высоких температурах представляет определенный теоретический и практический интерес. В связи с этим исследована ползучесть глины за лаб. № 30-72 (см.табл.1) при изменении напряжений в пределах 0,05-0,2 МПа и температуры $+12 \dots +80^{\circ}\text{C}$.

Учитывая отмеченные выше независимость функций напряжений $F_1(\sigma_1)$ от температуры T и функции температуры $F_2(T)$ от нормального напряжения σ_1 , для определения параметров ползучести и термоползучести по изложенным выше двум методам двух экспериментальных кривых построены одно семейство кривых ползучести (при $T = +21^{\circ}\text{C}$) и одно семейство кривых термоползучести (при $\sigma_1 = 0,05$ МПа).

В правой части рис.40,а сплошными линиями показаны экспериментальные кривые ползучести глины, полученные испытанием образцов-близнецов при постоянной комнатной температуре $T = +21^{\circ}\text{C}$ под действием постоянного $\sigma_1 = 0,05$ МПа и возрастающего степенями $\sigma_1 = 0,05; 0,1; 0,15$ и $0,2$ МПа напряжений. На рис.40,б сплошными линиями показаны кривые термоползучести, определённые при постоянном напряжении $\sigma_1 = 0,05$ МПа под действием постоянной $T = +21^{\circ}\text{C}$ и возрастающей степенями $T = +12, +21, +30, +40, +50$ и $+80^{\circ}\text{C}$ температуры. На этих же графиках показаны кривые зависимостей $\varepsilon_{ct} - \sigma_1$ и $\varepsilon_{ct} - T$. По каждому из указанных методов испытаны по две пары образцов-близнецов, предварительно подвергнутых уплотнению в течение 21 дней под действием природного давления $\sigma_{1,0} = 0,15$ МПа.

Как и в рассмотренном в пункте 1 случае, экспериментальная кривая ползучести при $\sigma_1 = 0,05$ МПа аппроксимирована функцией (1.16), получены следующие выражения для функции напряжения $F_1(\sigma_1)$ и меры ползучести $C_c(t-\theta)$ при $T = +21^{\circ}\text{C}$:

$$F_1(\sigma_1) = 10 \sigma_1, \quad (2.42)$$

$$C_c(t-\theta, T = +21^{\circ}\text{C}) = 0,00364 \cdot (t-\theta)^{0,146}, \quad (2.43)$$

и по выражению (2.2) построено семейство кривых ползучести для различных значений σ_1 (показаны штриховыми линиями).

В результате аппроксимаций экспериментальных кривых термоползучести ($\sigma_1 = 0,05$ МПа) и $\varepsilon_{ct} - T$ (рис.40,б) определена функция температуры:

$$F_2(T) = T^{0,699}, \quad (2.44)$$

выражение термоползучести при $T = +1^{\circ}\text{C}$:

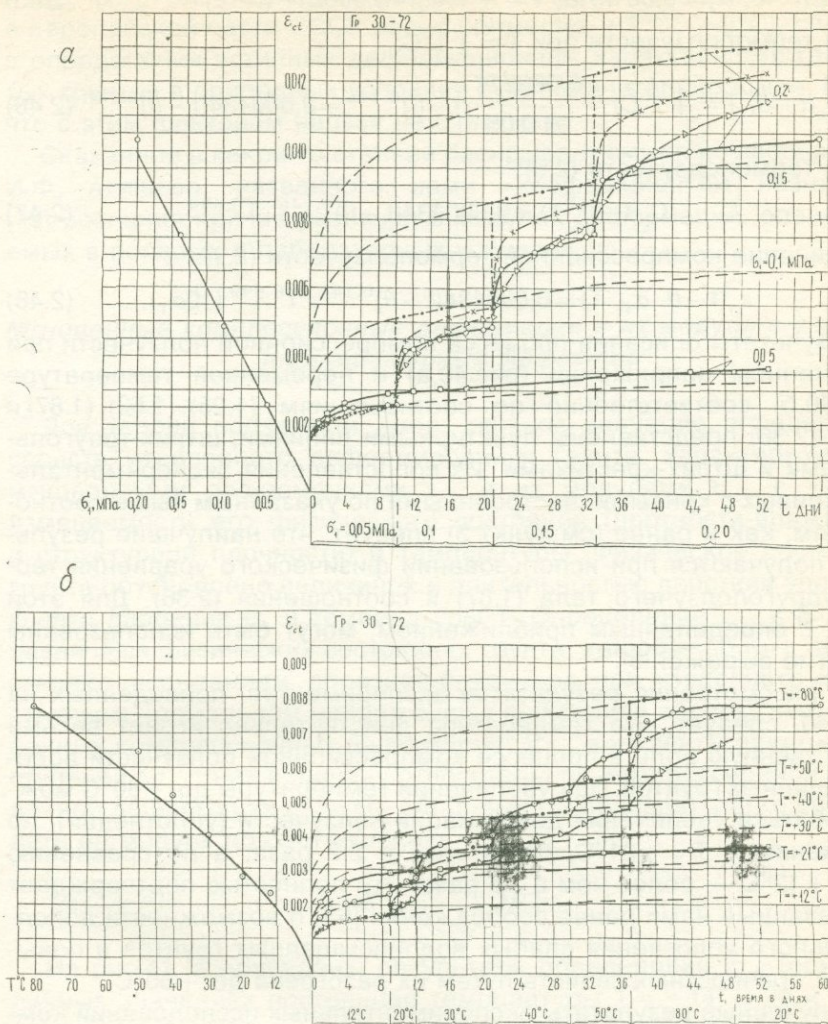


Рис.40. Определение кривых компрессионной ползучести и термоползучести грунта 30-72 (штриховые линии) по первому и второму методам двух экспериментальных кривых ползучести (сплошные линии). Описание процесса ползучести при ступенчатом возрастании напряжения (а) и температуры (б) по теориям старения (штриховые линии), упрочнения (штрих-треугольники) и наследственной ползучести (штрих-крестики).

а — $\sigma_{1,0} = 0,15$ МПа, $T = +21^\circ\text{C}$; б — $\sigma_{1,0} = 0,15$ МПа, $\sigma_1 = 0,05$ МПа

$$\varepsilon_{ct}(t-\theta, \sigma_1=0,05 \text{ МПа}, T=+1^{\circ}\text{C})=0,000217 \cdot (t-\theta)^{0,146}, \quad (2.45)$$

меры термоползучести при $T=+1^{\circ}\text{C}$:

$$C_c(t-\theta, T=+1^{\circ}\text{C})=\frac{0,000217}{10 \cdot 0,05} (t-\theta)^{0,146}=0,000434(t-\theta)^{0,146} \quad (2.46)$$

меры термоползучести (2.6):

$$C_c(t-\theta, T)=0,000434(t-\theta)^{0,146} \cdot T^{0,699} \quad (2.47)$$

и уравнение компрессионной термоползучести (2.2):

$$\varepsilon_{ct}(t-\theta, \sigma_1, T)=0,000434(t-\theta)^{0,146} \cdot T^{0,699} (10\sigma_1). \quad (2.48)$$

Результаты описания процесса компрессионной ползучести при переменном напряжении (рис.40,а) и переменной температуре (рис.40,б) соответственно по соотношениям (1.25), (1.52), (1.87) и (2.34)-(2.36) представлены пунктирными линиями, штрих-треугольничками и штрих-крестиками. Из сопоставления экспериментальных кривых с кривыми, построенными по указанным выше соотношениям, как и ранее (см.пункт 3) следует, что наилучшие результаты получаются при использовании физического уравнения теории упругоползучего тела (1.87) и соотношения (2.36). Для этой цели, с определенным приближением, могут быть использованы и другие выражения.

Из рассмотрения результатов экспериментов, приведенных на рис. 40, следует, что температура действительно играет весьма существенную роль в процессе компрессионной ползучести водонасыщенных грунтов. При увеличении температуры до $+80^{\circ}\text{C}$ можно добиться увеличения деформации ползучести (уплотнения), по сравнению с $T=+21^{\circ}\text{C}$, более чем в 2,2 раза, а по сравнению с $T=+12^{\circ}\text{C}$ — более чем в 3,5 раза. Это полностью подтверждает высказанные нами ранее соображения [63] о возможности дополнительного уплотнения слабых водонасыщенных грунтов и повышения прочностных свойств путем их разогрева до $+80^{\circ}\text{C}$.

Полученные результаты экспериментальных исследований компрессионной термоползучести водонасыщенных глинистых грунтов свидетельствуют о том, что в пределах $+12^{\circ}\text{C} \dots +20^{\circ}\text{C}$ эффект температурного воздействия изменяется в пределах 20 ... 100 %. Это значит, что полученные в лабораторных условиях (при $T=+20^{\circ}\text{C}$) показатели уплотняемости этих грунтов, имеющих в природных условиях температуру $+12^{\circ}\text{C} \dots +14^{\circ}\text{C}$, завышены от 20 % до двух раз. Если учесть то, что температура лабораторного помещения может быть выше $+20^{\circ}\text{C}$, а грунта в условиях природ-

ного залегания ниже $+12^{\circ}\text{C} \dots +14^{\circ}\text{C}$ (по данным Е.М. Сергеева и др. [22], на глубине нескольких метров температура грунта в Европейской части СССР равна примерно $+7^{\circ}\text{C} \dots +9^{\circ}\text{C}$), ошибки в определении истинных деформационных характеристик глинистых грунтов в природных условиях будут значительно выше. Ясно, что с этим фактором нельзя не считаться.

Сказанное в какой-то степени раскрывает смысл коэффициента И.Ф. Агишева, названного нами «коэффициентом незнания» [79]-незнания причин различия в модулях деформаций, определяемых в полевых и лабораторных условиях.

Мгновенные компрессионные деформации и их модули с учетом температурных эффектов

Для теории ползучести имеет важное значение определение свойств мгновенного деформирования грунта, характеризующихся мгновенными деформациями $\varepsilon_{c,0}$ и их модулями $E_{c,0}$ с учетом изменяемости его физического состояния (плотности-влажности и структурной прочности) и температуры. Физическое состояние грунта обусловлено величиной и длительностью действия уплотняющего давления σ_1 и температуры T . Определение $\varepsilon_{c,0}$ и $E_{c,0}$ при различных физических состояниях грунта, как обычно [67], осуществляют испытанием образцов-близнецов при ступенчато-возрастающем нормальном напряжении с фиксацией абсолютных мгновенных компрессионных деформаций $\Delta h_{c,0}$ в моменты приложения ступеней $\Delta \sigma_1$. Зная величину относительной компрессионной мгновенной деформации $\varepsilon_{c,0} = \Delta h_{c,0} / h$ (h -высота образца), легко определить ее модуль по соотношению:

$$E_{c,0} = \frac{\Delta \sigma_1}{\varepsilon_{c,0}}, \text{ МПа.} \quad (2.49)$$

На рис.41, а приведены результаты определения $E_{c,0}$ (при различных значениях постоянной температуры $T = +14, +30$ и 40°C) $\varepsilon_{c,0}$ грунта № 18-69 от мгновенного приложения ступеней нормального напряжения $\Delta \sigma_1 = 0,05$ МПа, соответствующие различным суммарным значениям σ_1 . Там же построены графики $E_{c,0} - \sigma_1$ для различных значений постоянной температуры. Значения величин $\varepsilon_{c,0}$ и $E_{c,0}$ обусловлены физическими состояниями грунта в моменты приложения ступеней $\Delta \sigma_1$. График изменяемости $E_{c,0}$ в зависимости от температуры, определенный при приложении первых ступеней $\sigma_{1,1} = \Delta \sigma_{1,1} = 0,05$ МПа, приведен на рис.41,б.

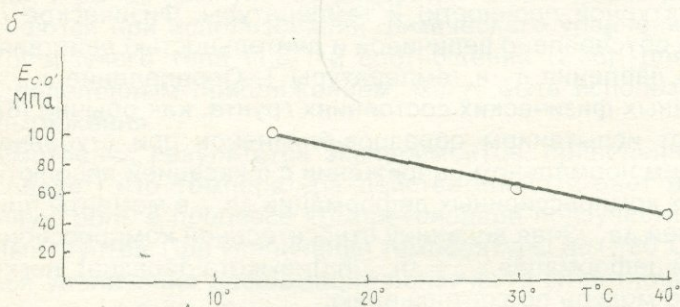
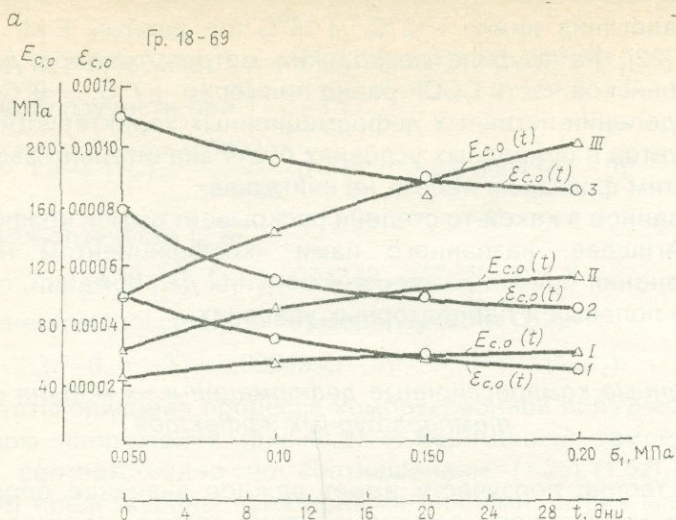


Рис.41. Кривые $\epsilon_{c,0}-\sigma_1$ и $E_{c,0}-\sigma_1$ грунта 18-69, определенные при трех различных значениях постоянной температуры (а) и кривая $E_{c,0}-T$ (б) при $\sigma_{1,0}=0,2$ МПа, степень напряжения $\Delta\sigma_1=0,05$ МПа.

На рис.41 видно, что температура оказывает существенное влияние как на значения модуля мгновенной компрессионной деформации, так и на их изменяемость в зависимости от уплотняющего давления σ_1 .

Кривые зависимости $E_{c,0}=E_{c,0}(\sigma_1, T=\text{const})$ можно аппроксимировать следующим экспоненциальным соотношением [67]:

$$E_{c,0}(\sigma_1, T = \text{const}) = E_{c,0}(\sigma_{1,1}) + \alpha_1 [1 - e^{-\alpha_2 \Delta \sigma_1}], \quad (2.50)$$

где $E_{c,0}(\sigma_{1,1})$ - начальный модуль мгновенной компрессионной деформации, определяемый от действия $\sigma_{1,1}$; α_1 и α_2 - параметры; $\Delta \sigma_1 = 10(\sigma_1 - \sigma_{1,1})$, МПа.

Параметры $E_{c,0}(\sigma_{1,1})$, α_1 и α_2 , определенные для грунта № 18-69 из аппроксимации кривых $E_{c,0} = E_{c,0}(\sigma_1, T)$ (рис.41,а), приведены в таблице 4.

Таблица 4

Таблица параметров мгновенного деформирования грунта № 18-69

Температура, °C	Параметры, входящие в выражение (2.50)		
	$E_{c,0}$, МПа	α_1	α_2
+ 14	100	100	2,6
+ 30	58	50	2,6
+ 40	43	18	2,6

Допуская подобие кривых $E_{c,0}-\sigma_1$, определенных при различных значениях постоянной температуры (рис.41,а), обобщенное уравнение $E_{c,0} = E_{c,0}(\sigma_1, T)$ можно представить в виде (2.6):

$$E_{c,0}(\sigma_1, T) = E_{c,0}(\sigma_{1,1}, T = +1^\circ\text{C}) \cdot F_2(T) = \\ = \left\{ E_{c,0}(\sigma_{1,1}) + \alpha_1 \left[1 - e^{-\alpha_2 \Delta \sigma_1} \right] \right\} \cdot T^{n_2}, \quad (2.51)$$

где $F_2(T)$ - температурная функция вида (2.22).

Зависимость $E_{c,0}$ от температуры T (рис.41,б), при заданном нормальном напряжении σ_1 , можно представить в виде (2.1).

П.3. Термосопротивление водонасыщенных глинистых грунтов сдвигу

Температура является одним из основных факторов, который, наряду с уплотнением, оказывает существенное влияние на прочностные свойства водонасыщенных глинистых грунтов. Влияние температуры на сопротивление сдвигу мерзлых грунтов τ_f исследовано достаточно полно [96,121]. В частности установлено, что

даже незначительное изменение температуры приводит к значительному изменению τ_f . В таблице 5 приведены значения τ_f мерзлой и талой покровной глины, полученные Н.К. Пекарской (1963).

Как видно из таблицы 5, снижение температуры на 1°C привело к возрастанию сопротивления сдвигу мерзлого грунта почти на 50%. В то же время вследствие оттаивания грунта и разогрева до $+20^{\circ}\text{C}$ сопротивление сдвигу, по сравнению с τ_f при $T = -2^{\circ}\text{C}$,

Таблица 5

Сопротивление сдвигу покровной глины в мерзлом и талом состояниях

ρ , г/см ³	w	σ_z , МПа	τ_f , МПа	c, %	$\sigma_z \cdot \text{tg} \varphi$, %
$T = -1^{\circ}\text{C}$					
-	-	0,1	0,55	94,7	5,3
-	-	0,3	0,60	86,7	13,3
1,84	0,265	0,4	0,62	83,9	16,1
1,88	0,348	0,8	0,73	71,2	28,8
1,85	0,291	2,2	0,83	62,2	37,4
$T = -2^{\circ}\text{C}$					
-	-	0,1	0,76	94,7	5,3
-	-	0,3	0,84	85,7	14,3
1,86	0,321	0,4	0,89	81,0	19,0
1,84	0,323	0,8	1,05	68,5	31,5
$T = +20^{\circ}\text{C}$					
2,04	0,232	0,1	0,084	91,7	8,3
2,07	0,228	0,3	0,099	77,7	22,3
2,11	0,277	0,5	0,110	70,0	30,0

Примечание. Немерзлые образцы предварительно уплотнены под давлением 0,5 МПа.

снизилось почти на порядок. Примечательным является то, что сопротивление сдвигу мерзлых, а также весьма плотного талого грунтов в основном обусловлено сцеплением c . По мере возрастания нормального напряжения σ_z наблюдается постепенное возрастание доли трения $\sigma_z \cdot \operatorname{tg} \varphi$ и уменьшение доли сцепления c в величине τ_f (1.121).

Влияние температуры на прочностные (и деформационные) свойства мерзлых дисперсных пород (глинистых грунтов) обусловлено как изменением объема фаз (скелета, льда, незамерзшей воды), так и фазовыми переходами воды. Если понижение температуры вызывает сокращение скелета и ледяных включений, то фазовые переходы в воде приводят к расширению. Коагуляция частиц и миграция льда, связанная с кристаллизацией поровой воды, приводит к уменьшению, а микротрещинообразование - к увеличению объема.

В отличие от мерзлых грунтов, влияние положительных температур на прочностные свойства - сопротивление сдвигу глинистых немерзлых грунтов исследовано исключительно слабо. Кроме отмеченной выше (см. п.1) работы М. Шерифа и С. Барренса (1968) нам практически не известны другие работы, посвященные этой проблеме. Ниже приводятся некоторые результаты определения влияния изменения положительной температуры на сопротивление глинистых грунтов сдвигу, полученные автором совместно с Р.Р. Галстяном [74] при испытании плоских кольцевых образцов на кручение на модернизированных автором приборах кольцевого среза НИС Гидропроекта [67]. Схема этого прибора приведена на рис.16, а подробное описание - в [67,74].

Образцы-близнецы грунтов за лабораторными №№ 19-69 и 25-69 (см. табл.1) испытаны под действием трех различных по величине уплотняющих давлений σ_z при четырех различных значениях постоянной температуры $T = +14; +20; +30$ и $+40^{\circ}\text{C}$. Опыты выполнены после полного водонасыщения образцов-близнецов, завершения процесса уплотнения под действием σ_z и нагрева (охлаждения) в течение одних суток. Испытаны образцы-близнецы природного сложения.

Нагрев и охлаждение (водопроводной водой) образцов-близнецов осуществлялись циркуляцией теплой и холодной воды между наружными защитными кольцами рабочего органа прибора и кожухом их органического стекла, не показанного на схеме рис.16. Заданная температура, выше комнатной, создавалась и поддерживалась постоянной в течение всего опыта термостатом 8У (ГДР)

или ТЛ-150, нагнетающими в приборы воду постоянной температуры. Аналогичным образом образцы-близнецы охлаждались водопроводной водой до ее естественной температуры.

Образцы-близнецы (наружный диаметр 101 мм, внутренний диаметр 50 мм, высота 24 мм) испытаны на кручение по стандартной методике - по методике затухающих деформаций (ГОСТ 12248-66) с регулированием крутящих моментов (касательных напряжений) и контролем деформаций сдвига [79] при двукратной повторности каждого опыта. Испытания всех образцов-близнецов выполнены на одном и том же приборе. Сопротивление сдвигу испытанных образцов-близнецов определено по соотношению (1.147). Результаты испытания приведены в табл.6, а вычисленные значения параметров сопротивления сдвигу φ и c , входящие в (1.145), приведены в табл.7. Диаграммы сопротивления грунтов сдвигу показаны на рис.42. *a*

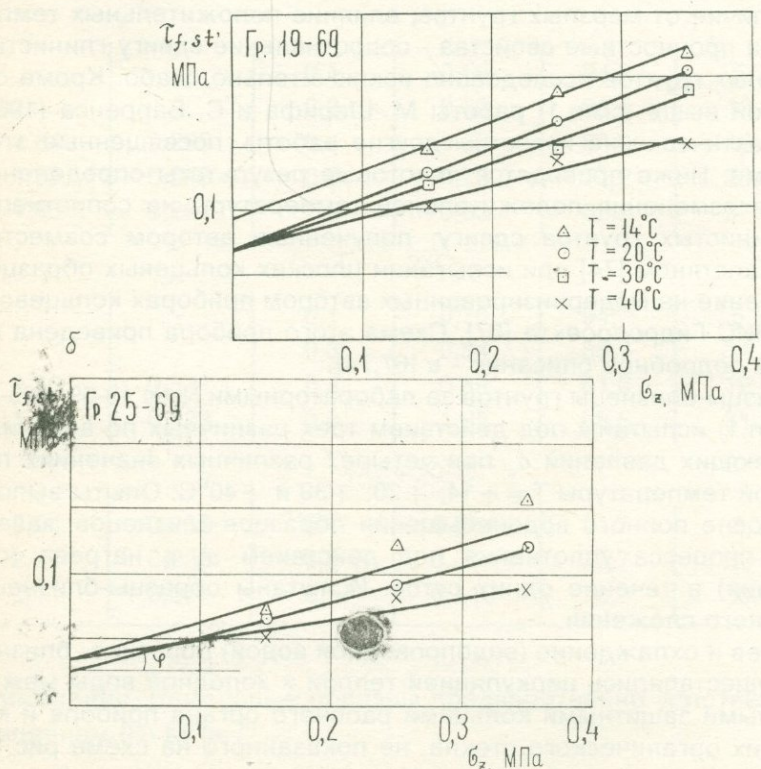


Рис.42. Диаграмма стандартного сопротивления сдвигу грунтов 19-69 (а) и 26-69 (б) при различных значениях постоянной температуры.

Данные табл.6 и 7 свидетельствуют о существенном влиянии изменения положительных температур на сопротивление сдвигу обыкновенных глинистых грунтов. Из этого следует, что определение прочностных свойств (сопротивления сдвигу) этих грунтов следует выполнить с учетом температурных эффектов. Очевидно, что сопротивление сдвигу грунтов, определенное в лабораторных условиях, будет всегда ниже их природных значений. Таблица 6

Результаты испытания образцов-близнецов грунтов на сдвиг (кручение) при различных постоянных уплотняющих давлениях и температурах

σ_z , МПа	Т, °С	Грунт № 19-69		Грунт № 25-69	
		$M_{tor,lim}$, Н.м	$\tau_{f,sl}$, МПа	$M_{tor,lim}$, Н.м	$\tau_{f,sl}$, МПа
0,15	+14	34,365	0,145	17,160	0,072
	+20	30,450	0,128	15,600	0,066
	+30	28,710	0,121	-	-
	+40	24,360	0,103	12,480	0,053
0,24	+14	44,805	0,189	28,860	0,122
	+20	39,585	0,167	21,840	0,092
	+30	34,365	0,145	-	-
0,35	+14	51,765	0,218	312,00	0,132
	+20	48,720	0,206	28,470	0,120
	+30	45,240	0,191	-	-
	+40	35,670	0,150	21,060	0,089

Таблица 7
Параметры сопротивления сдвигу испытанных грунтов

Лаб. № грунта	Параметры	Температура, °С			
		+14	+20	+30	+40
19-69	φ	20°	21°	19°	13°24'
	c, МПа	0,0925	0,070	0,0654	0,0702
25-69	φ	16°30'	15°	-	9°24'
	c, МПа	0,0336	0,025	-	0,0332

П.4. Термоползучесть при сдвиге

Определение характеристик термоползучести (ползучести с учетом температурных эффектов) при сдвиге гораздо сложнее, чем при одномерном уплотнении (см. п.2), поскольку деформации

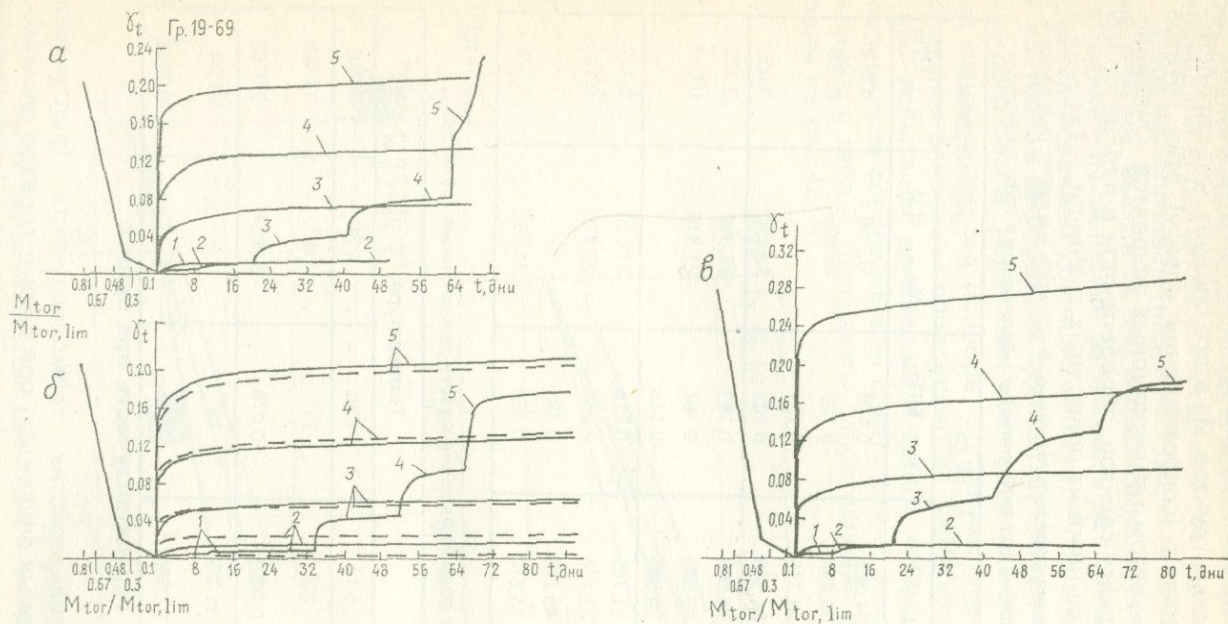


Рис.43. Семейства кривых сдвиговой ползучести грунта 19-69 при различных значениях постоянной температуры ($\sigma_z = 0,2 \text{ МПа}$).

а — $T = +14^\circ\text{C}$; б — $T = +21^\circ\text{C}$; в — $T = +40^\circ\text{C}$

1 — $M_{tor} = 1,83 \text{ Нм}$, $\tau = 0,0096 \text{ МПа}$; 2 — $M_{tor} = 5,39 \text{ Нм}$, $\tau = 0,0284 \text{ МПа}$; 3 — $M_{tor} = 9,2 \text{ Нм}$, $\tau = 0,041 \text{ МПа}$; 4 — $M_{tor} = 12,8 \text{ Нм}$, $\tau = 0,06 \text{ МПа}$; 5 — $M_{tor} = 15,5 \text{ Нм}$, $\tau = 0,074 \text{ МПа}$.

сдвига зависят не только от температуры T , касательного напряжения τ и продолжительности его действия t , но и от состояния плотности-влажности и структурной прочности грунта. Состояние грунта определяется величиной уплотняющего давления σ_z и длительностью его действия.

В простейшем случае, когда зависимость $\gamma_i - \tau$, функция касательного напряжения $f_1(\tau)$ и мера ползучести при сдвиге $\omega(t - \theta)$ зависят только от температуры ($\sigma_z = \text{const}$), деформацию сдвиговой ползучести при данном его состоянии определяют из следующего соотношения вида (2.2) [65,67]:

$$\gamma(t - \theta, \tau, T) = \omega(t - \theta, T) \cdot f_1(\tau, T). \quad (2.52)$$

Как и при компрессии, функция касательного напряжения должна удовлетворять условию $f_1(\tau = 1, T) = 1$.

Для определения входящих в (2.52) выражений меры ползучести и функции касательного напряжения, как и в случае компрессионной термоползучести, следует иметь не менее трех семейств экспериментальных кривых ползучести (рис.43), определенных испытанием нескольких серий образцов-близнецов при различных значениях постоянной температуры и постоянного касательного напряжения. По этим семействам экспериментальных кривых ползучести определяют зависимости $\gamma_i - \tau$ и функций касательного напряжения $f_1(\tau)$ для различных значений постоянной температуры $T = \text{const}$, строят семейство кривых мер сдвиговой термоползучести (см.рис.32) для одного состояния грунта. Из семейства экспериментальных кривых мер термоползучести определяют выражение меры термоползучести с учетом температурных эффектов $\omega(t - \theta, T)$.

При только положительных (или только отрицательных) температурах выражение меры сдвиговой ползучести можно, по аналогии с (2.6), записать в следующем виде:

$$\omega(t - \theta, T) = \omega(t - \theta, T = +1^\circ\text{C}) \cdot f_2(T, \tau = 1), \quad (2.53)$$

где $\omega(t - \theta, T = +1^\circ\text{C})$ - мера ползучести при исходной температуре $T = +1^\circ\text{C}$; $f_2(T, \tau = 1)$ - функция температуры, учитывающая нелинейную зависимость между деформациями сдвиговой ползучести и температурой при единичном касательном напряжении ($\tau = 1$).

Функцию температуры $f_2(T, \tau \neq 1)$ можно, в частности, представить в виде следующей степенной зависимости (2.22):

$$f_2(T, \tau) = T^{n_2(\tau)}, \quad (2.54)$$

функцию касательного напряжения $f_1(\tau, T)$ в виде (2.5):

$$f_1(\tau, T) = \tau^{n_1(T)}, \quad (2.55)$$

а меру ползучести при $T = +10^\circ\text{C}$ определить из следующего соотношения вида (2.25):

$$\omega(t - \theta, T = +10^\circ\text{C}) = \frac{\gamma(t - \theta, \tau_k, T_k)}{f_1(\tau_k, T_k) \cdot f_2(T_k, \tau)} = \frac{\omega(t - \theta, T)}{f_2(T_k, \tau)}, \quad (2.56)$$

где $\gamma(t - \theta, \tau_k, T_k)$ - выражение, определенное аппроксимацией экспериментальной кривой ползучести при данном значении касательного напряжения τ_k и данной постоянной температуре T_k ; $\omega(t - \theta, T_k)$ - выражение меры ползучести, определенное из аппроксимации экспериментальной кривой меры ползучести ($\tau = 1$); $f_1(\tau_k, T_k)$ и $f_2(T_k, \tau_k)$ - функции касательного напряжения и температуры видов (2.54) и (2.55) при $\tau = \tau_k$ и $T = T_k$.

Для примера на рис.43 приведены три семейства экспериментальных кривых сдвиговой ползучести, определенных испытанием на кручение трех серий кольцевых образцов-близнецов глины № 19-69 (см.табл.1) твердой консистенции при трех различных значениях постоянной температуры: $T = +14$; $+21$ и $+40^\circ\text{C}$. Опыты проведены на модернизированных автором приборах НИС Гидро-проекта.

Для испытания образцов-близнецов, обладающих одинаковой начальной плотностью-влажностью, в условиях неизменяемости их начального состояния в процессе кручения они были подвергнуты предварительному уплотнению под действием $\sigma_z = 0,2 \text{ МПа}$ в течение 31-41 дней при максимальной температуре $T = +40^\circ\text{C}$. Это дало возможность достигнуть наибольшего уплотнения образцов-близнецов и исключить термоуплотнение в процессе сдвиговой ползучести. Максимальная дополнительная деформация уплотнения, зафиксированная в процессе кручения, не превышала 0,08 мм.

При каждой заданной постоянной температуре были испытаны на кручение шесть пар водонасыщенных образцов-близнецов под действием шести уровней крутящего момента $M_{\text{lor}} / M_{\text{lor.lim}} = 0,1; 0,3; 0,48; 0,67$ и $0,81$ (M_{lor} - крутящий момент; $M_{\text{lor.lim}}$ - предельный крутящий момент). Предельные крутящие моменты, соответствующие сопротивлениям грунта сдвигу, определены по стандартной методике затухающих деформаций.

В табл.8 приведены значения постоянных касательных напряжений под действием которых определены кривые сдвиговой ползучести (рис.43) при различных значениях постоянной температу-

*Вычисленные по различным соотношениям величины крутящих моментов
и постоянных касательных напряжений*

Крутящие моменты $M_{\text{тор}}$, Н.м		1,83	5,39	9,20	12,9	15,5
Уровни крутящих моментов $M_{\text{тор}}/M_{\text{тор,lim}}$		0,10	0,30	0,48	0,67	0,81
Касательные напряжения $\tau(r_2)$, определенные по выражениям: в МПа	(1.143)	0,0096	0,028	0,041	0,060	0,074
	(1.144)	0,0091	0,027	0,038	0,056	0,069
	(1.141)	0,0096	0,028	0,048	0,068	0,081
	(1.142)	0,0091	0,027	0,046	0,064	0,077

ры. Величины касательных напряжений, для сравнения, определены по соотношениям (1.143) и (1.144), полученным соответственно для случаев кручения кольцевого (полого) и сплошного образцов, исходя из условия нелинейной зависимости между крутящими моментами и деформациями сдвига. С той же целью постоянные касательные напряжения вычислены по выражениям (1.141) и (1.142), полученным для определения касательных напряжений для кольцевого и сплошного образцов при линейной зависимости между деформациями сдвига γ и крутящими моментами $M_{\text{тор}}$.

При обработке экспериментальных данных использованы результаты определения касательных напряжений по соотношению (1.143) для реальных условий испытания кольцевых образцов-близнецов. Однако, следует отметить, что определенные по выражению (1.144) величины $\tau(r_2)$ отличаются от величин, полученных по (1.143), всего на 7 %. Следовательно, без существенной погрешности (для данных размеров кольцевых образцов) касательные напряжения можно определить исходя из условия кручения сплошных образцов.

Из сопоставления данных, полученных для постоянных касательных напряжений по выражениям (1.143) и (1.141) следует, что их расхождение колеблется в пределах 10...15 %, а расхождение между этими данными, полученными по выражениям (1.143) и (1.142) - 4...11 %. Следовательно, с точностью, превышающей точность определения экспериментальных данных, касательные напряжения $\tau(r_2)$, действующие на наружной грани закручиваемого кольцевого образца, можно определить исходя из условия кручения линейно-деформируемых сплошных образцов.

Семейства кривых ползучести простого сдвига (рис.43) аппроксимированы соотношениями (1.156) с разделением деформаций на затухающую деформацию γ_{dt} и деформацию течения γ_{vt} (1.150) (рис.22). Графики семейств кривых затухающих и незатухающих относительных деформаций простого сдвига для одного из значений постоянной температуры $T = +21^\circ\text{C}$ приведены на рис.44. На этих графиках экспериментальные кривые показаны сплошными линиями. В левых частях этих графиков приведены кривые зависимости касательное напряжение- относительная деформация сдвига ($\tau - \gamma_t$).

При аппроксимации семейства затухающих деформаций ползучести (рис.44,а) в качестве выражения меры ползучести использовано двучленное экспоненциальное соотношение вида (1.15):

$$\omega_{dt}(t-\theta, T = \text{const}) = C_1[1 - e^{\Delta_1(t-\theta)}] + (C_0 - C_1)[1 - e^{-\Delta_2[(t-\theta) - 1]}], \quad (2.57)$$

где C_1 - деформация ползучести при $(t-\theta) = 1$ день; C_0 - предельная мера ползучести затухающих деформаций.

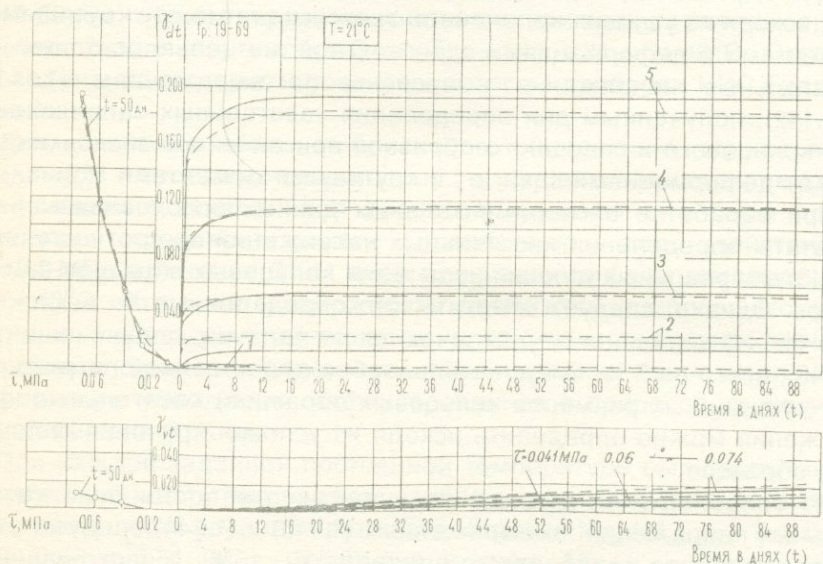


Рис.44. Семейства кривых затухающей ползучести γ_{dt} и течения γ_{vt} простого сдвига грунта 19-69 ($\sigma_z = 0,2$ МПа, $h = 24$ мм, $T = +21^\circ\text{C}$).

τ (в МПа): 1-0,0096; 2-0,0284; 3-0,041; 4-0,06; 5-0,074

В (2.57) параметр Δ_1 подбирается с таким расчетом, чтобы при $(t-\theta) = 1$ день $\omega \cong C_1$.

В качестве функции касательного напряжения $f_1(\tau, T = \text{const})$ для затухающих деформаций использовано выражение (2.55), а выражения меры затухающей ползучести (2.57), для различных значений постоянной температуры T , определены из соотношения (2.56). Параметры выражений меры ползучести (2.57) и функции касательного напряжения (2.55) для затухающих деформаций ползучести (рис.44,а) приведены в табл.9.

Таблица 9

Параметры меры ползучести и функции касательного напряжения затухающих деформаций ползучести грунта № 19-69 при различных значениях постоянной температуры

Температура грунта $T, ^\circ\text{C}$	Параметры				
	C_1	C_0	Δ_1	Δ_2	n_1
1	2	3	4	5	6
+14 $^\circ\text{C}$	0,28	0,37	10	0,19	2,12
+21	0,28	0,34	10	0,18	2,10
+40	0,38	0,47	10	0,18	2,2
Средние значения	0,31	0,39	10	0,19	2,14

Анализ данных, приведенных в табл.9, показывает, что параметры Δ_1 , Δ_2 и n_1 практически не зависят от температуры. С достаточной для практики точностью ($\pm 15\%$) можно принять, что параметры C_1 и C_0 также не зависят от температуры. Это значит, что влиянием температуры на затухающие деформации ползучести простого сдвига можно пренебречь.

Семейства экспериментальных кривых течения, один из примеров которых приведен на рис.44,б, аппроксимированы вторыми членами правых частей выражения (1.156). Определенные из опыта значения $\tau_{ур}$, постоянной скорости относительной деформации течения $K_{\dot{\epsilon}_{VI}}$ (меры ползучести деформации течения) при единичном приращении касательного напряжения $\tau - \tau_{ур} = 0,1$ МПа и постоянного коэффициента вязкости $\eta_{VI} = 1/K_{\dot{\epsilon}_{VI}}$ при том же значении касательного напряжения приведены в табл.10.

Данные таблицы 10 показывают, что скорость течения и коэффициент вязкости грунта существенно зависят от температуры. При изменении температуры в пределах +14 ... +40 $^\circ\text{C}$ их значе-

Параметры деформаций течения ползучести простого сдвига грунта

№ 19-69 при различных значениях постоянной температуры

Температура грунта $T, ^\circ\text{C}$	$K_{\tau V}, 1/\text{день}$	$\tau_{ур}, \text{МПа}$	Коэффициенты вязкости η_{II}	
			МПа·день	Пуаз
+14 $^\circ\text{C}$	0,000441	0,030	226,8	$1,96 \cdot 10^{14}$
+21	0,000550	0,026	181,8	$1,57 \cdot 10^{14}$
+40	0,000963	0,028	103,8	$0,90 \cdot 10^{14}$

ния изменяются примерно в 2,2 раза. В то же время с достаточной точностью можно принять, что при неизменяемости состояния плотности-влажности грунта в процессе сдвига $\tau_{ур}$ не зависит от температуры (рис.45). Тогда выражение (2.52), с учетом (2.55), (1.156) и сделанных выше допущений, можно представить в следующей форме [79]:

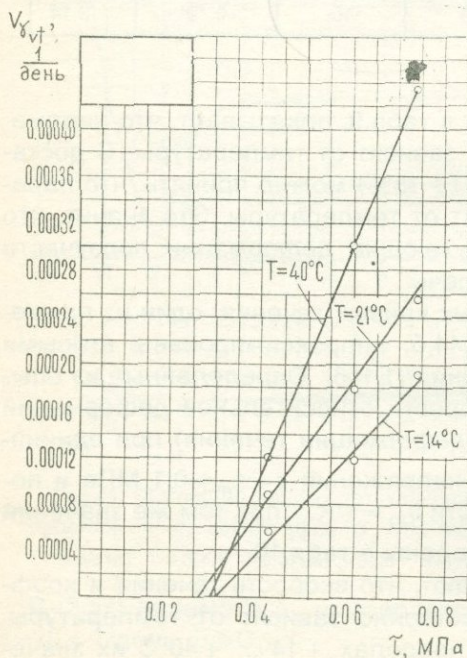


Рис.45. Кривые касательное напряжение τ - скорость относительной деформации сдвиговой ползучести V для различных значений постоянной температуры грунта 19-69 ($\sigma_z = 0,2 \text{ МПа}$).

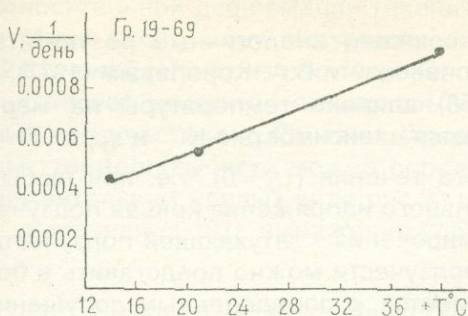


Рис.46. График изменяемости скорости относительной деформации сдвига V в зависимости от температуры $T^{\circ}\text{C}$ ($\sigma_z = 0,2 \text{ МПа}$).

$$\begin{aligned} \gamma(t-\theta, \tau, T) &= \omega_{dt}(t-\theta)(10\tau)^{n_1} + K_{\gamma_{Vt}}(T) \cdot (t-\theta) \cdot (\tau - \tau_{yp}) = \\ &= \omega_{dt}(t-\theta)(10\tau)^{n_1} + \frac{(\tau - \tau_{yp})}{\eta_{Vt}(T)}(t-\theta), \end{aligned} \quad (2.58)$$

где $\omega_{dt}(t-\theta)$ — мера затухающей ползучести, определяемая из выражения (2.57); τ и τ_{yp} имеют размерность МПа.

В правых частях рис.44,а и 44,б штриховыми линиями показаны результаты аппроксимаций семейств кривых затухающей ползучести и течения, выполненные соответственно первыми и вторыми членами правых частей соотношения (2.58) с учетом данных табл.9 и 10.

Для аппроксимации всех приведенных на рис.43 семейств кривых ползучести простого сдвига общим выражением (2.58) следует знать закономерность изменяемости скорости относительной деформации течения $K_{\gamma_{Vt}}$ (или η_{Vt}) при $\tau - \tau_{yp} = 0,1 \text{ МПа}$ в зависимости от температуры (рис.46). Как видно на рис.46, указанная зависимость для исследованного грунта подчиняется линейному закону и может быть представлена выражением:

$$K_{\gamma_{Vt}}(T) = K_{\gamma_{Vt}}(T_0) + \beta(T - T_0) = 0,000425 + 0,00002(T - 14^{\circ}\text{C}), \quad (2.59)$$

где $K_{\gamma_{Vt}}$ — скорость относительной деформации течения при $T = 14^{\circ}\text{C}$.

Изменяемость коэффициента вязкости в зависимости от T определяется выражением [67]:

$$\eta_{VI}(T) = \frac{1}{K_{VI}(T_0) + \beta(T - T_0)} \quad (2.60)$$

Как отмечалось выше, совершенно аналогичные результаты позже были получены Р.И. Злочевской и В.А. Королевым (1977).

В отличие от (2.53), в (2.58) влияние температуры на меру сдвиговой ползучести выражается зависимостью K_{VI} и η_{VI} от T .

Когда грунт не имеет порога течения ($\tau_{yp} = 0$), т.е. при любых значениях постоянного касательного напряжения кривая ползучести имеет две области деформирования - затухающей ползучести и течения (рис.6), меру термползучести можно представить в более общей форме (2.53). Разумеется, с определенным допущением, так можно поступить и при аппроксимации кривых ползучести в целом - без разделения деформаций на затухающую и незатухающую части (см.гл.1, П.7). Тогда, учитывая независимость $f_1(\tau)$ от температуры T и, вследствие этого, независимость $f_2(T)$ от касательного напряжения τ , выражение (2.52) можно записать как произведение трех независимых функций:

$$\gamma(t - \theta, \tau, T) = \gamma(t - \theta, T = +1^\circ\text{C}) \cdot f_1(\tau) \cdot f_2(T). \quad (2.61)$$

Входящую в (2.61) функцию $f_1(\tau)$ определяют из аппроксимации кривой $\gamma_i - \tau$ или $\gamma_i - M_{\text{гор}}$, построенных для одной постоянной температуры (например см.рис.43,а), а $f_2(T)$, как и в случае компрессии (рис.32), из аппроксимации кривой $\gamma_i - T$, построенной на основании семейства кривых термползучести, полученных при единичном касательном напряжении $\tau = 1$ или при других значениях постоянного касательного напряжения $\tau \neq 1$.

В этом случае, как обычно, из семейства экспериментальных кривых ползучести, определенного при данной постоянной температуре $T_K = \text{const}$ (см., например, рис.43,б), получают выражение функции касательного напряжения $f_1(\tau)$, а затем это семейство представляют в виде двух семейств (рис.44). Аппроксимируют по одной из экспериментальных кривых затухающей ползучести (рис.44,а) и течения (рис.44,б), соответствующих одному и тому же значению касательного напряжения $\tau_K = \text{const}$, по соотношениям видов (2.57) и (1.20). Тогда выражение деформации ползучести для данного значения касательного напряжения τ_K и температуры $T = T_K$ запишется в следующем виде:

$$\gamma(t - \theta, \tau = \tau_K, T = T_K) = [\] + v_{VI(\tau_K)} \cdot (t - \theta), \quad (2.62)$$

где в квадратной скобке соотношение вида (2.57); $v_{\tau} = V_{1(k)}$ - скорость относительной деформации течения при $\tau = \tau_K$.

Имея (2.62), меру ползучести $\omega(t - \theta, T = +1^0C)$, входящую в (2.61), определяют из соотношения (2.56).

Следует заметить, что как семейство экспериментальных кривых ползучести (рис.43), так и семейство экспериментальных кривых термоползучести можно определить по методам двух экспериментальных кривых вида рис.33 (см. П.2).

Учитывая (1.161), выражение (2.58) примет следующий вид:

$$\begin{aligned} \gamma[t - \theta, \tau/\tau_f(T), T] &= \omega_{dt}(t - \theta) \left(\frac{\tau}{\tau_f(T)} \right)^{n_1} + K_{11} \frac{(t - \theta)(\tau - \tau_{yp})}{\tau_f(T)} = \\ &= \omega_{dt}(t - \theta) \left(\frac{\tau}{\tau_f(T)} \right)^{n_1} + \frac{\tau - \tau_{yp}}{\tau_f(T)} (t - \theta), \end{aligned} \quad (2.63)$$

а вместо (2.61) будем иметь:

$$\gamma[t - \theta, \tau/\tau_f(T), T] = \omega(t - \theta, T = +1^0C) \cdot f_3\left(\frac{\tau}{\tau_f(T)}\right) \cdot f_2(T), \quad (2.64)$$

где $f_3[\tau/\tau_f(T)]$ - зависящая от температуры функция уровня касательного напряжения; $\tau_f(T)$ - зависящее от температуры сопротивление грунта сдвигу.

Отметим, что соотношения (2.63) и (2.64) можно выразить и через соответствующие крутящие моменты (см.рис.43).

Из (2.63) и (2.64) следует, что кривые ползучести простого сдвига для одинаковых уровней касательного напряжения, определенные в данном состоянии плотности-влажности грунта при различных значениях постоянной температуры (рис.43), не должны отличаться друг от друга. Очевидно, что при подтверждении сказанного для определения параметров сдвиговой ползучести грунта в одном его состоянии плотности- влажноти достаточно будет иметь только одно семейство экспериментальных кривых ползучести (например, рис.43) и сопротивление сдвигу (предельные крутящие моменты), определенные при различных значениях постоянной температуры T , т.е. закон изменяемости τ_f от T . В этом случае учет влияния температуры на сдвиговую ползучесть грунта осуществляется при помощи зависящего от температуры сопротивления сдвигу τ_f (предельного крутящего момента $M_{tor,lim}$).

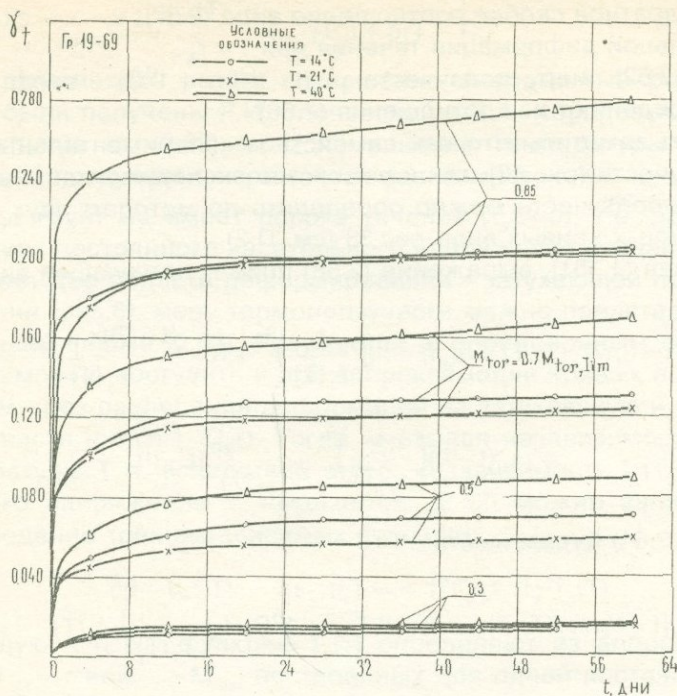


Рис.47. Семейство кривых сдвиговой термоползучести, определенное при $\sigma_z = 0.2$ МПа, трех различных значениях постоянной температуры: $T = +14^\circ\text{C}$, $+21^\circ\text{C}$ и 40°C и четырех различных постоянных уровнях крутящего момента $M_{\text{tor}} / M_{\text{tor, lim}}$.

На рис.47 приведен сводный график кривых термоползучести, определенный при различных значениях постоянной температуры, но одинаковых уровнях крутящего момента. Из этого рисунка видно, что кривые ползучести, определенные при одних и тех же уровнях крутящего момента, но при различных значениях постоянной температуры, отличаются друг от друга не больше, чем разброс опытных данных ($\pm 15\%$). Следовательно, можно, как первое приближение, принять, что выражения (2.63) и (2.64) могут быть использованы в качестве обобщенного уравнения термоползучести одного состояния плотности-влажности грунта при простом сдвиге.

В заключение отметим, что сдвиговая ползучесть глинистых грунтов зависит не только от температуры, но и от состояния плотности-влажности, изменяющегося под действием уплотня-

ющего давления σ_z . В этом случае, учитывая (1.161), входящие в (2.63) и (2.64) величины сопротивления грунта сдвигу будут зависеть как от уплотняющего давления σ_z , так и от температуры T . Тогда для определения ползучих свойств грунта при простом сдвиге с учетом изменяемости уплотняющего давления σ_z и температуры T можно, как и ранее, удовлетвориться определением одного семейства экспериментальных кривых сдвиговой ползучести при одном значении уплотняющего давления $\sigma_z = \text{const}$ и постоянной температуры $T = \text{const}$ (см. рис. 43, а). Кроме этого следует при различных значениях постоянной температуры определить диаграммы сопротивления грунта сдвигу (рис. 42) и, на их основе, выражения (1.145) для различных T . Ясно, что входящие в (1.145) параметры φ и c будут функциями температуры.

В последнем случае учет влияния σ_z на сдвиговую ползучесть, как и учет влияния температуры, реализуется через сопротивление сдвигу (предельные крутящие моменты).

ВИБРОРЕОЛОГИЧЕСКИЕ СВОЙСТВА СКЕЛЕТА ВОДОНАСЫЩЕННЫХ ГЛИНИСТЫХ ГРУНТОВ

П.1. Введение

Для расчета грунтовых оснований, проверки устойчивости природных склонов и откосов сооружений из грунтовых материалов, работающих в условиях вибрационных воздействий, возникающих вследствие неуравновешенных центробежных сил и возмущающих пар сил, моменты которых зависят от ускорений неравномерного вращения [107], а также движения транспорта, землетрясений и т.д., представляют большой интерес исследования механических и реологических свойств грунтов вообще, глинистых грунтов в частности, с учетом (кроме других факторов) вибрационных эффектов. Эти воздействия весьма отрицательно сказываются на работе машин, способствуют интенсификации деформации основания, снижению прочности грунтов, вплоть до их разрушения, со всеми отсюда вытекающими последствиями, вызывают колебания зданий и сооружений, расположенных по соседству с источником вибрации, нарушая покой людей и существенно ухудшая условия их работы.

Н.Н. Маслов [54] описал много случаев нарушения устойчивости береговых склонов за счет оттока из слагающей их толщи пород разжиженных песчаных масс, очевидцем многих из которых был он сам. Например, 1941 г. в районе Волгограда произошел грандиозный оползень (по фронту 400...500 м, шириною до 250 м) вследствие катастрофического по скорости оттока из толщи огромных масс разжиженного песка, образовавших в русле реки Волги подобие дельты. За 3-4 минуты береговая полоса опустилась примерно на 7 м с перекрытием водоотводящих путей.

Весьма интересна авария [54], связанная с разрушением насыпи мостового подхода под проходящим поездом (Голландия, 1918 г.). Насыпь была сооружена из чистого песка с содержанием фракции 0.1...0.25 мм 70%, при пористости порядка 40%. При проходе поезда песок насыпи внезапно пришел в разжиженное состояние, что стало причиной крупной аварии.

Известно много случаев дополнительных деформаций оснований и фундаментов вследствие вибрационных воздействий. Весь-

ма наглядными являются осадки зданий, расположенных на расстоянии 10...15 м от городских улиц с большой интенсивностью движения транспорта, когда ускорение колебаний грунта на обычных глубинах заложения фундаментов достигает 15...25 см/с² ($j_a \cong 0,02g$). Установлено, что сотрясение грунта от движения транспорта приводит к дополнительным осадкам зданий даже тогда, когда их деформации от действия статической нагрузки давно стабилизировались [108]. По данным В.А. Ершова и А.А. Романова (1960), среднегодовая скорость осадки зданий в Санкт-Петербурге, сооруженных в 1800-1850 годах, с 1911 по 1927 г., составила 0,3 мм/год, с 1927 по 1953 г. - более чем 2,2 мм в год. Т.е. скорость осадки зданий выросла более чем в семь раз по причине интенсификации движения городского транспорта, этого постоянного действующего фактора.

Очень интересны результаты длительных (до 25 лет) наблюдений И.В. Финаева и Г.В. Канакова (1975) за изменениями деформационных свойств грунтов сооружения фундаментов одного из цехов по производству каустики (г. Грозный) от одновременного действия динамики центрифуг, щелочи и температуры. Центрифуги, в режиме дебаланса, работали в течение 3...5 минут от двух до двадцати раз в году при 725 об/мин, амплитуде колебаний 0,02...0,06 мм и искусственном выводе в дебалансе 0,35 мм. По данным авторов, за 12 лет осадки колонн цеха от действия центрифуг достигли 20...60 см. Отдельные фундаменты оторвались от колонн. Е.Н. Алексеев и Р.Д. Филиппов (1977) приводят данные об осадках колонн и фундаментов кузнечного цеха Горьковского автомобильного завода. Динамические воздействия на грунты основания (пески пылеватые и мелкие, с прослоями суглинка) от работы молотов за период 1950...1964 г.г. вызвали их неравномерные осадки до 40 см, при средней скорости 2,8 см в год. Интересные данные о длительной деформации фундамента Трипольской ГРЭС приводят Е.А. Бауск и В.К. Капустин (1981). Деформация фундамента за пять месяцев эксплуатации турбоагрегата достигла недопустимой величины, и машина была остановлена на ремонт. После ремонта, за 9 лет работы машины, деформация фундамента достигла 60 см при его крене 0,15 мм/м.

Приведенные выше примеры вполне достаточны для получения представления о вреде вибрационных воздействий на основания и сооружения. Вместе с тем следует отметить, что вибрационные эффекты помогают нам как в строительном производстве, так и в промышленности.

Достаточно полный обзор по длительным осадкам фундаментов сооружений, вызванным работой кузнечных молотов, своеобразного и различного технологического оборудования, турбоагрегатов тепловых и атомных электростанций, мельниц, компрессоров, кранов, движения транспорта, землетрясений и т.д. сделан В.И. Керчманом и О.Р. Филипповым [37].

В целях решения изложенной проблемы, начиная с 30-х годов, в СССР ведутся исследования в области динамики оснований и фундаментов, определения механических характеристик песчаных и глинистых грунтов с учетом динамических воздействий. Причем, исходя из модели винклеровского основания - модели местных упругих деформаций и, вследствие этого, предположения о чисто упругом поведении грунтов под фундаментами машин, долгое время основное внимание специалистов было приковано к вопросам определения упругих характеристик грунтов: модулей упругости E и G , коэффициента бокового расширения (Пуассона) μ и коэффициентов жесткости упругого основания (коэффициента упругого равномерного сжатия C_z , сдвига C_x , неравномерного сжатия C_y) [107].

Для определения характеристик упругих свойств глинистых грунтов Р.З. Ляндрес (1950), помимо статического метода, воспользовался также динамическим методом - методом замера частоты собственных продольных колебаний призматических образцов (размерами $30 \times 30 \times 120$ мм) на электродинамической установке. Колебания образцов создавались электромагнитным ударником, передавались на пьезоэлемент и с него, через усилитель, на экран осциллографа. С этой же целью Б.Ф. Рельтов (1957) и Б.П. Ерыхов (1960) изучали собственные крутильные колебания образцов, возбуждаемых крутильным импульсом, создаваемым электродинамическим устройством. Обобщив накопленный в этой области опыт, О.Я. Шехтер и Л.Н. Минаев (1962) создали прибор, позволяющий определить частоты собственных продольных и крутильных колебаний цилиндрических образцов. Они установили, что размеры образцов (масштабный эффект) не оказывают влияния на упругие характеристики грунтов.

Влияние вибрации на характеристики упругости грунтов в дальнейшем были исследованы Л.С. Лапидусом и С.И. Самсоновой (1968), М.И. Забылиным (1973), В.П. Великотным (1979, 1980), И.В. Прокудиным и В.П. Великотным (1980) и многими другими.

Наряду со сказанным выше, начиная с сороковых годов по настоящее время, проводятся обширные исследования в области

виброреологии песчаных и глинистых грунтов — по исследованию их длительного уплотнения при одномерном сжатии и вдавливания жесткого штампа в грунтовое основание, сопротивления сдвигу и сдвиговой ползучести под действием статически и динамически приложенных напряжений в виде вибрационных воздействий и многократно приложенных циклических нагрузок. Указанные исследования проводились на вибрационных установках вертикально и горизонтально направленных действий в условиях одномерного уплотнения (компрессии), одноплоскостного, двухплоскостного и многоплоскостного среза (простого сдвига, скашивания), кручения образцов при вынужденных крутильных колебаниях и в приборах трехосного сжатия. Мы здесь не будем рассматривать работы, выполненные в области экспериментальной виброреологии песчаных и глинистых грунтов. Они будут рассмотрены в соответствующих разделах этой главы книги.

За последнее время выполнена определенная работа по учету виброползучести скелета песчаных и глинистых водонасыщенных грунтов при решении задач консолидации. Результаты собственных экспериментальных исследований виброползучести скелета водонасыщенных песчаных грунтов, представленные в виде физических соотношений теории наследственной ползучести Г.Н. Маслова — Н.Х. Арутюняна в интерпретации В.А. Флорина, впервые использованы П.Л. Ивановым и др. (1966, 1968, 1969) [32] для решения задач одномерного уплотнения слоя водонасыщенного основания. П.Л. Иванов рассмотрел также плоскую и пространственную задачу виброконсолидации водонасыщенного песчаного основания. Плоскую задачу консолидации водонасыщенного глинистого основания с учетом виброползучести скелета, представленной в виде степенной и экспоненциальной функций, решил Г.Ф. Рустамян под руководством А.Л. Гольдина и С.Р. Месчяна (1982, 1985).

Используя соотношение (3.3) (см. ниже) и линейную наследственную теорию ползучести, В.И. Керчман и О.Р. Филиппов (1977) произвели расчет осадки фундаментов, испытывающих вибрацию в течение нескольких лет. Р.Д. Филиппов [116] рассмотрел вопросы расчета осадок фундаментов с учетом виброползучести песчаных оснований. Закономерность развития осадки во времени вследствие виброползучести песчаных оснований он выразил уравнением наследственной ползучести в виде, предложенном С.С. Вяловым (1978). Для функции ползучести из опыта получена степенная зависимость и формула для определения дополнительной осадки вследствие виброползучести грунта.

П.2. Компрессионная виброползучесть

Ползучесть - деформация грунта во времени, которая обусловлена величиной напряжения, длительностью его действия и видом напряженного состояния, как было сказано выше (см.П.1), существенно интенсифицируется под действием динамических воздействий. Поэтому при расчете оснований гидротехнических и других сооружений, сложенных как из песчаных, так и из глинистых грунтов, необходимо учитывать влияние кратковременного (сейсмического) и длительного (вибрационного) воздействий динамических нагрузок на их ползучесть.

К числу основных видов деформирования оснований фундаментов гидравлических и тепловых турбоагрегатов и других машин является виброползучесть при одномерном уплотнении - компрессионная виброползучесть, возникающая при их вертикальных вынужденных гармонических колебаниях. В виде гармонических представляются также сейсмические колебания, которые в действительности в основаниях фундаментов и в теле грунтовых сооружений отличаются как от установившихся гармонических колебаний, так и от одиночных импульсов [39]. Компрессионная виброползучесть грунтов вообще [34], глинистых грунтов в частности [6,66], является одной из важнейших их реологических свойств. Ее исследование имеет важное научно-прикладное значение, а разработка методов учета вибрационных воздействий при определении основных физических соотношений виброползучести и их параметров, представляет собой задачу первостепенной важности.

Возрастание деформаций материалов при вибрационных воздействиях и циклически приложенных нагрузках установлено многими исследователями [14]. Нарастание деформаций несвязных (песчаных) грунтов при вибрационных воздействиях исследовано Д.Д. Барканом, О.А. Савиновым, П.Л. Ивановым и другими. Они изучили вопросы влияния амплитуды, частоты колебаний и ускорения на виброуплотнение грунтов [6, 11, 12, 44, 106].

Опытами Д.Д. Баркана (1948) было установлено, что в пределах погрешностей испытаний изменения пористости песков под действием одинаковых значений амплитуды a и частоты ω колебаний совпадают, и они зависят не от направления колебаний [11] (а разрушение их структуры и уплотнение определяется не отдельными величинами амплитуды и частоты колебаний), а от наибольшей (амплитудной) величины ускорения колебаний $j_{\max} = j_a$, которая характеризует интенсивность силового воздействия при вибрациях:

$$j_{\max} = j_a = a \cdot \omega_0^2, \quad (3.1)$$

где ω_0 - угловая скорость ($\omega_0 = 2\pi\omega$, ω - число оборотов двигателя в Гц).

В дальнейшем Н.Т. Валышевым (1958) было показано, что наибольшее уплотнение песков имеет место при некотором наклоне вектора колебаний к горизонту, близком к углу внутреннего трения.

О.А. Савинов [106] в 1947-1948 гг. впервые исследовал влияние статического напряжения (веса вышележащих слоев грунта и фундамента) на виброкомпрессию песчаного грунта (влияние удельного статического давления на величину коэффициента жесткости упругого равномерного сжатия песков впервые было обнаружено Я.Н. Смоликовым в 1939 г.). Испытанием песка на виброкомпрессионном приборе собственной конструкции он установил зависимость относительного критического ускорения $j_0 = j_a/g$, приводящего к дополнительному виброуплотнению песка в компрессионном приборе, от статического уплотняющего давления и, по-видимому впервые, получил кривые его длительного деформирования ($t = 8ч$) [106, 108], названные позже **кривыми виброползучести** [6, 32, 35], а процесс - **виброползучестью**.

К первым работам по исследованию виброкомпрессии песков можно отнести также работы О.Я. Шехтер (1953) и В.В. Жихович (1953). Опыты О.Я. Шехтер были выполнены на виброустановке, имеющей как вертикальную, так и горизонтальную составляющую динамического воздействия. Испытания велись при различных значениях влажности песков под действием статической нагрузки и без нее.

До середины шестидесятых годов вопросам длительного деформирования грунтов при вибрационных воздействиях не уделялось серьезного внимания. Вопросы виброуплотнения глинистых грунтов и плотных песков практически не рассматривались, поскольку считалось, что они не обладают этим свойством [107]. Это в то время, когда многими исследователями было установлено, что вибрационное и циклическое приложения нагрузок оказывают существенное влияние на уплотнение как водонасыщенных, так и неводонасыщенных глинистых грунтов (Н.Н. Иванов, 1929; Г.Б. Сид, 1955; Н.Н. Маслов, 1961; Д.Д. Баркин, 1959; Н.Я. Хархута и М.В. Иевлев, 1961; Г.С. Канаян, 1963, 1965; С.Р. Месчан и Н.Г. Ахназарян, 1971, 1973; И.Г. Рабинович, 1971; Р.С. Зиангиров, 1979 и др.). Ясно, что степень влияния указанных воздействий на уплотняе-

мость глинистых грунтов вообще, на виброползучесть в частности, зависит от их состояния, величины статической нагрузки и амплитудно-частотных характеристик вибрационных воздействий.

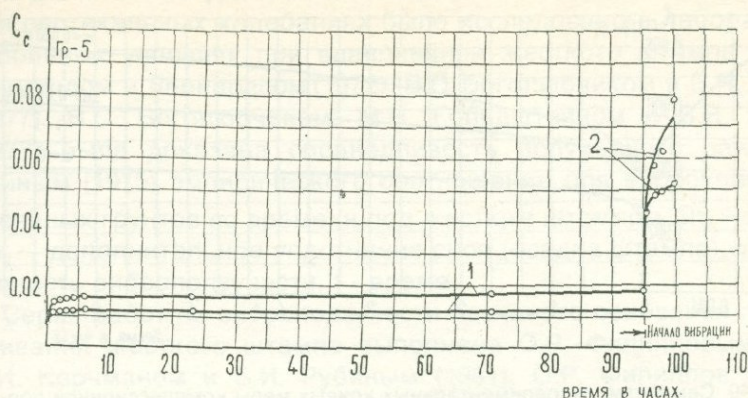
В этом плане весьма интересны данные, полученные О.А. Савиновым на основании длительных наблюдений за осадками сооружений, находящихся под вибрационным воздействием. Им, в частности, установлено, что при изменении ускорений колебаний от 5 до 30...50 см/с² в водонасыщенных заиленных песках, в текуче-пластичных глинах и других слабых грунтах отмечаются незатухающие осадки, протекающие со скоростью от 2...3 до 5 мм в год. В песках (за исключением указанных выше) и пластичных глинистых грунтах незатухающие осадки протекают со скоростью от 1...2 до 3...5 мм в год.

Интересны также результаты, полученные автором совместно с Н.Г. Ахназаряном [66]* (рис.48). Как видно на рис.48,а, деформации ползучести при компрессии предварительно уплотненных под действием $\sigma_{1,0}=0,15$ МПа образцов водонасыщенной диатомитовой глины при $\sigma_1=0,1$ МПа (отрезок кривой АВ) сильно активизировались под действием вибрации (отрезок кривой ВС). Аналогичная картина наблюдается и при испытании водонасыщенной супеси (рис.48,б). В этом случае кривые виброползучести образцов 2, находящихся под действием вибрации с самого начала приложения статической нагрузки $\sigma_1=0,1$ МПа, расположились значительно выше кривой ползучести 1, определенной под действием статической нагрузки. Интересным является то, что деформации виброползучести примерно равны деформациям образца, подверженного действию вибрации после испытания на ползучесть под действием той же статической нагрузки (кривая 1 на рис.48, б). Приведенные результаты получены при постоянной частоте колебаний $\omega=21$ Гц и постоянных амплитудах колебаний $2a=0,01$ и 0,08 мм.

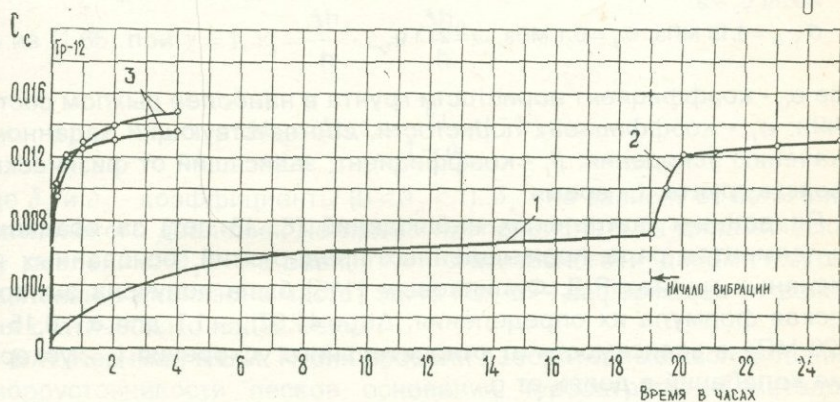
Не менее интересным является семейство экспериментальных кривых меры ползучести и виброползучести глинистого грунта (рис.49), полученного от испытания образцов-близнецов под действием постоянного единичного статического напряжения $\sigma_1=0,1$ МПа и постоянной частоты колебаний $\omega=21$ Гц при различных значениях постоянной амплитуды колебаний $2a=0,01$ и 0,025 мм.

На основании экспериментальных исследований Д.Д. Баркан [11,56] впервые получил эмпирическую формулу для определения

* Результаты опытов доложены в 1969 г. на Координационном совещании по гидротехнике и опубликованы в 1973 г.



а



б

Рис.48. Кривые меры компрессионной ползучести 1 образцов-близнецов диатомитовой глины (а) и супеси (б), активация их ползучести под действием вибрации 2 и кривые виброкомпрессионной ползучести 3.

а – $\sigma_{1,0} = 0.15$ МПа, $\sigma_1 = 0.1$ МПа, $\omega = 21$ Гц, $2a = 0.01$ мм;

б – $\sigma_{1,0} = 0.30$ МПа, $\sigma_1 = 0.1$ МПа, $\omega = 21$ Гц, $2a = 0.08$ мм.

изменяемости коэффициента пористости песков под действием вибрационных воздействий в виде экспоненциальной зависимости:

$$e = e + (e_0 - e_j)e^{-\beta_1 \cdot t}, \quad (3.2)$$

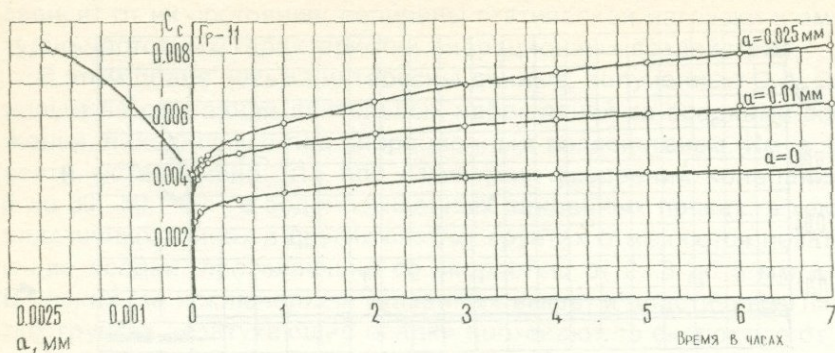


Рис.49. Семейство экспериментальных кривых меры компрессионной ползучести ($a=0$) и виброползучести ($a \neq 0$) глинистого грунта и кривая зависимости $C_c - a$.

$\sigma_{1,0} = 0,15$ МПа, $\sigma_1 = 0,1$ МПа, $\omega = 21$ Гц.

где e_0 - коэффициент пористости грунта в наиболее рыхлом состоянии; e_j - коэффициент пористости, соответствующий заданному значению ускорения; β_i - коэффициент, зависящий от физических свойств грунта, t - время.

По данным длительных наблюдений (8...13 лет) за осадками фундаментов ряда промышленных предприятий, основанных на песчаных грунтах Р.Д. Филипповым [115] была получена эмпирическая формула их определения: $\Delta h_d = 41,67 j_0 - 1,7$ для $\sigma = 0,15 \dots 0,20$ МПа в зависимости от относительного ускорения j_0 - ускорения колебаний в долях от g .

Первые результаты исследования закономерностей виброкомпрессии во времени-**виброползучести песков**, полученные П.Л. Ивановым и Л.Ш. Гореликом, были доложены на Координационном совещании по гидротехнике в 1967 г. [33]. Для описания процесса виброползучести скелета песка при переменном нормальном напряжении они воспользовались линейной теорией наследственной ползучести Г.Н. Маслова-Н.Х. Арутюняна в интерпретации В.А. Флорина (1.116) [117]. На основании опытов, результаты которых приведены на рис.49, автор, совместно с Н.Г. Ахназаряном [6,66], получил соотношения для меры виброползучести скелета водонасыщенного глинистого грунта и функцию напряжения (с учетом вибрационных воздействий) теории наследственной ползучести [5] для случая одномерного уплотнения. Результаты этих исследований будут рассмотрены ниже.

В дальнейшем длительное виброуплотнение песчаных грунтов при вертикальных колебаниях было исследовано в лабораторных и полевых условиях при вдавливании жесткого штампа в грунт Брумундом и Леонардсом (1972), В.С. Боголюбчиком и В.Я. Хаиным (1977). В.С. Боголюбчиком, М.Н. Гольдштейном и В.Я. Хаиным (1977) была доказана справедливость полученного ранее В.Я. Хаиным (1975) эмпирического соотношения для виброуплотнения песчаных грунтов во времени под жестким штампом $\Delta h_d = \alpha \sqrt{t}$, где Δh_d — дополнительное уплотнение слоя (осадка штампа), α — интенсивность виброползучести, t — время.

Серия работ по виброползучести песчаного основания при вдавливании жесткого штампа выполнена О.Р. Филипповым (1977), В.И. Керчманом и Б.И. Рубиным (1981). О.Р. Филиппов получил эмпирическую формулу для расчета затухающих деформаций ползучести Δh_d во времени в виде степенного выражения, получаемого из (1.65) при $\chi = 1$, $\varepsilon_d = \frac{\Delta h_d}{h}$, $\varepsilon_0 = \frac{\Delta h_0}{h}$:

$$\Delta h_d = \Delta h \left(1 + \frac{\delta_1}{1 - \delta_2} t^{1 - \delta_2} \right), \quad (3.3)$$

где δ_1 и δ_2 — коэффициенты ($0 < \delta_2 < 1$). δ_1 — не зависит от величины статического давления, но прямо пропорциональна динамическому давлению; δ_2 — не зависит от статического и динамического давлений в диапазоне частот 5...40 Гц; Δh — деформация от действия статического напряжения.

В.И. Керчман и Б.И. Рубин провели лабораторные исследования виброустойчивости песков основания турбоагрегатов методом вдавливания модельного штампа (размерами в плане 0,2x0,4 м) в грунт, при совместном действии статической нагрузки и вибрационных воздействий при частоте колебаний 47 Гц и получили кривые виброползучести. Интересные стабилметрические исследования виброползучести деформаций объема и формы песков и крупнообломочных грунтов выполнили Ю.К. Зарецкий и В.Н. Ломбардо (1983) совместно со своими коллегами.

П.И. Горелышев (1984) исследовал закономерности развития во времени объемных деформаций (осадок) скелета песчаных грунтов при динамических сдвиговых нагрузках на приборе одноплоскостного среза. Он получил эмпирическое соотношение для скорости уплотнения $\dot{\varepsilon}_c$ несвязного грунта, зависящего от максимальной скорости уплотнения $\dot{\varepsilon}_{c, \max}$, показателя затухания скорости

уплотнения во времени λ и времени действия вибрационного воздействия t :

$$\dot{\epsilon}_c = \dot{\epsilon}_{c,\max} \cdot e^{-\lambda t}, \quad (3.4)$$

где

$$\dot{\epsilon}_{c,\max} = a_v \left(\frac{\tilde{\tau}}{\tilde{\tau}_{\lim,v}} - 1 \right)^{b_v}, \quad (3.5)$$

$\tilde{\tau}_{\lim,v}$ - предельное (критическое) значение амплитуды динамических касательных напряжений; $\tilde{\tau}$ - амплитуда динамических касательных напряжений; a_v и b_v - параметры.

В последнее время большое внимание уделяется созданию лабораторного оборудования, приборов и разработке методики испытания грунтов под действием вибрационных воздействий.

Количество работ, посвященных вопросам **виброползучести глинистых грунтов** при их уплотнении, невелико. Не останавливаясь здесь на исследованиях, выполненных автором, совместно с Н.Г. Ахназаряном (1971, 1973) и Р.Г. Бадаляном (1976), можно отметить работы, выполненные А.А. Мусаэляном, А.А. Мустафаевым и их коллегами, в области виброползучести лессовых просадочных грунтов.

А.А. Мусаэлян (1977) исследовал влияние циклически приложенных напряжений на деформативные свойства лессовых просадочных грунтов при $\sigma = 0,05 \dots 0,3$ МПа, частотой 1...5 Гц и перепаде напряжений $+10 \dots +50$ % от статического напряжения. Установлено, что после стабилизации просадочных деформаций динамические нагрузки вызывают дальнейшее их развитие во времени, размеры которых увеличиваются с повышением перепада динамического напряжения. Получены кривые виброползучести после просадочных деформаций лессовых грунтов.

Прочностные и деформационные свойства лессовых просадочных грунтов при вибрационных воздействиях исследованы И.Ш. Гаджи-заде и А.А. Мустафаевым (1981) на приборе трехосного сжатия при знакопеременных напряжениях в камере прибора. Установлено, что при одних и тех же вертикальных нормальных давлениях σ_1 , с уменьшением частоты динамического воздействия заданной амплитуды, во всех случаях относительная деформация грунта возрастает.

Исследованиями ползучести скелета водонасыщенных глинистых грунтов при вибрационных воздействиях в условиях одномерного уплотнения, независимо от применяемой теории ползучести (см.гл.1), следует определить влияние амплитуды a и частоты ω колебаний на основные деформационные соотношения. В частности, для учета влияния амплитуды колебаний на ползучие свойства скелета грунтов следует из эксперимента определить зависимость $\varepsilon_{cl} - \sigma_1$, функцию напряжения $F(\sigma_1)$ и меру ползучести $C_\varepsilon(t - \theta)$ от a . Для этого, как и в случае определения компрессионных термползучих свойств грунтов (см.гл.II, П.2), испытывают на ползучесть несколько серий тонких образцов-близнецов в условиях возможности двустороннего оттока поровой воды при одной заданной частоте ω , но при различных значениях постоянной амплитуды колебаний a . Результаты опытов представляют в виде семейств кривых (рис.50,а) ползучести ($a=0, \omega=0$) и виброползучести ($a \neq 0, \omega \neq 0$). Трансформируя эти семейства кривых, строят семейства кривых ползучести и виброползучести для различных значений постоянного уплотняющего давления σ_1 (рис.51). Поступают точно так же при исследовании влияния на компрессионную ползучесть скелета водонасыщенных глинистых грунтов частоты колебаний ω .

Отметим, что испытание тонких образцов в условиях возможности двустороннего оттока поровой воды из образцов обусловлено исключением влияния фактора фильтрации на результаты опытов [79].

1. Для записи выражения функции напряжения с учетом вибрационных воздействий $F_1(\sigma_1, a, \omega = \text{const})$, аппроксимаций экспериментальных кривых $\varepsilon_{cl} - \sigma_1$ (рис.50), полученных при различных значениях постоянной амплитуды колебаний a_0, a_1, a_k , как обычно [67, 69], определяют аналитические выражения этих кривых и функций напряжения для различных значений a и зависимости параметров функции напряжения от a . В частности, если экспериментальные кривые $\varepsilon_{cl} - \sigma_1$ аппроксимировать степенной функцией (1.3), то функция напряжения, с учетом влияния a , будет иметь вид (1.28):

$$F_1(\sigma_1, a, \omega = \text{const}) = \sigma_1^{n_1(a)}, \quad (3.6)$$

где $n_1(a)$ - параметр, зависящий от амплитуды колебаний a .

Точно так же при переменной частоте колебаний ($a = \text{const}$) будем иметь:

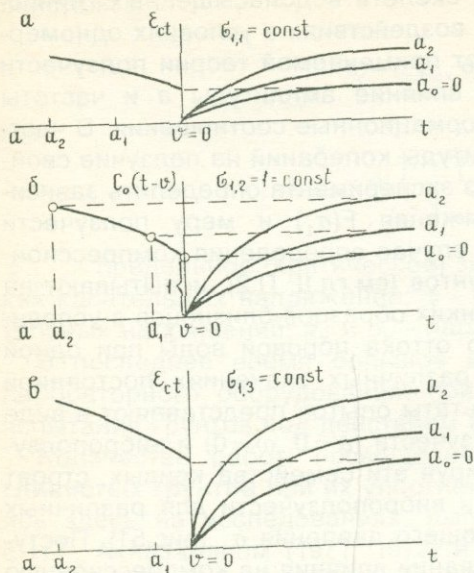


Рис.50. Схема семейств кривых компрессионной ползучести (а) и виброползучести (б,в) и кривые зависимости $\epsilon_{ct} - \sigma_1$ при различных значениях $a = \text{const}$.

$$F_1(\sigma_1, \omega, a = \text{const}) = \sigma_1^{n_1(\omega)}, \quad (3.7)$$

где $n_1(\omega)$ - параметр, зависящий от частоты колебаний ω .

II. Для описания процесса виброползучести скелета глинистых грунтов влияние вибрационных воздействий на ползучесть при статическом приложении напряжений можно учесть (при допущении о подобии кривых) при помощи **амплитудно-частотной функции** $F_2(a, \omega)$. Тогда выражение меры компрессионной виброползучести ($\sigma_1 = 1$) можно записать следующим образом [6, 8]:

$$C_c(t - \theta, a, \omega) = C_c(t - \theta, a = 0, \omega = 0) = F_2(a, \omega), \quad (3.8)$$

где $C_c(a = 0)$ - мера статической компрессионной ползучести.

В частном случае, когда $\omega = \text{const}$, вместо (3.8) будем иметь:

$$C_c(t - \theta, a) = C_c(t - \theta, a = 0) \cdot F_2(a), \quad (3.9)$$

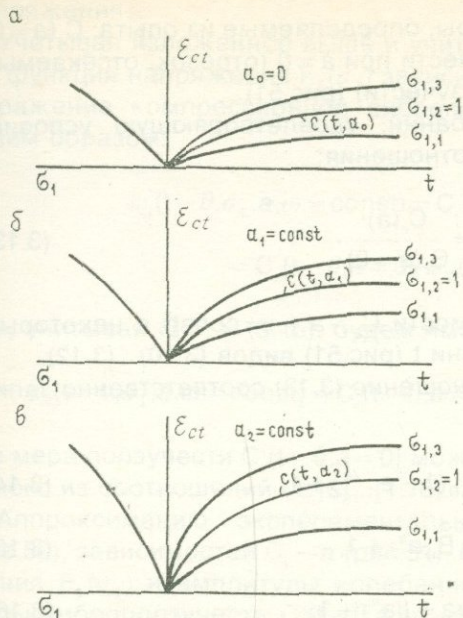


Рис.51. Схемы семейств кривых компрессионной ползучести, виброползучести и кривые $\varepsilon_{сг}$ - а при различных значениях σ_1 .

1-деформация меры ползучести $C(t-\theta)$ при $\theta=0$, $\alpha_0=0$.

где $F_2(a)$ - функция амплитуды колебаний, определяемая из семейства кривых ползучести и виброползучести (рис.51) и удовлетворяющая условию $F_2(a=0)=1$.

Выражение $C_c(t-\theta, a=0)$ определяют из семейства кривых ползучести, полученного при статическом приложении уплотняющих давлений (рис.50,а). Зависимости $\varepsilon_{сг}$ - а и функции амплитуды колебаний $F_2(a)$ для различных значений σ_1 определяют из семейств кривых ползучести и виброползучести, построенных для различных значений постоянного статического уплотняющего давления σ_1 (рис.51). В случае, когда функция $F_2(a)$ не зависит от σ_1 , соотношение $\varepsilon_{сг}$ - а можно записать для единичного $\sigma_1=1$. Тогда вместо $\varepsilon_{сг}$ - а будем иметь C_c - а, которое можно представить в виде следующих выражений [67]:

$$C_c(a) = C_a(1 - e^{-\lambda a}) + C_c(a=0), \quad (3.10)$$

$$C_c(a) = B \cdot a^{n_2} + C_c(a=0), \quad (3.11)$$

$$C_c(a) = \alpha \cdot a + \beta \cdot a^{n_2} + C_c(a=0), \quad (3.12)$$

где C_a , λ , B , n_2 , α и β - параметры, определяемые из опыта; $C_c(a=0)$ - мера компрессионной ползучести при $a=0$ (отрезок, отсекаемый кривой $C_c - a$ на оси меры ползучести) (рис.51).

Функцию амплитуды колебаний, удовлетворяющую условию $F_2(a=0)=1$, определяют из соотношения:

$$F_2(a) = \frac{C_c(a)}{C_c(a=0)}, \quad (3.13)$$

где $C_c(a)$ - выражение зависимости $C_c - a$ ($\omega = \text{const}$) в некоторый фиксированный момент времени t (рис.51) видов (3.10)...(3.12).

Учитывая (3.10)...(3.12), соотношение (3.13) соответственно пишется [67]:

$$F_2(a) = C_{a,0}(1 - e^{-\lambda a}) + 1, \quad (3.14)$$

$$F_2(a) = B_0 a^{n_2} + 1, \quad (3.15)$$

$$F_2(a) = \alpha a + \beta a^{n_2} + 1, \quad (3.16)$$

где

$$C_{a,0} = \frac{C_a}{C_c(a=0)}, \quad B_0 = \frac{B}{C_c(a=0)}, \quad \alpha_0 = \frac{\alpha}{C_c(a=0)}, \quad \beta_0 = \frac{\beta}{C_c(a=0)}, \quad (3.17)$$

C_a , B , α и β - параметры, входящие в (3.10)...(3.12).

При переменной во времени амплитуде колебаний ($\sigma_1 = \text{const}$), выражение меры виброползучести (3.9), с учетом равенства нулю мгновенных деформаций и наследственности деформаций ползучести, запишется в следующем виде [67]:

$$C_c(t-\theta, a, \omega = \text{const}) = \int_0^t K_c(t-\theta) \cdot F_2[a(\theta)] d\theta, \quad (3.18)$$

где $K_c(t-\theta)$ - функция ползучести [$K_c(t-\theta) = \frac{\partial}{\partial \theta} C_c(t-\theta, a=0)$]; $F_2(a)$ — функция амплитуды колебаний.

Очевидно, что в случае зависимости $F_2(a)$ от σ_1 , параметры,

входящие в соотношения (3.14)...(3.16), будут зависимы от этого напряжения.

Учитывая изложенное выше и учитывая, что $F_2(a)$ не зависит от σ_1 , функция напряжения $F_1(\sigma_1)$ зависит от амплитуды колебаний a , выражение компрессионной виброползучести запишется следующим образом:

$$\begin{aligned}\varepsilon_{ct}(t-\theta, \sigma_1, a, \omega = \text{const}) &= C_c(t-\theta, a) F_1[\sigma_1, a] = \\ &= C_c(t-\theta, a=0) \cdot F_2(a) \cdot F_1[\sigma_1, a],\end{aligned}\quad (3.19)$$

или, учитывая (3.6) и (3.15), будем иметь:

$$\varepsilon_{ct}(t-\theta, \sigma_1, a, \omega = \text{const}) = C_c(t-\theta, a=0) (B_0 a^{n_2} + 1) \cdot \sigma_1^{n_1(a)}, \quad (3.20)$$

где мера ползучести $C_c(t-\theta, a=0)$ может быть представлена в виде одного из соотношений (1.15)...(1.18).

Аппроксимацию экспериментальных кривых $\varepsilon_{ct}-\sigma_1$, $\varepsilon_{ct}-t$ (рис.50), зависимостей C_c-a (рис.51), определение функций напряжения $F_1(\sigma_1)$ и амплитуды колебаний $F_2(a)$, а также выражение меры виброползучести $C_c(t-\theta, a, \omega = \text{const})$ осуществляют по методам, подробно изложенным в п.2 главы II.

Аналогичным образом учитывают и влияние частоты колебаний на ползучие свойства скелета глинистых водонасыщенных грунтов при одномерном уплотнении.

Влияние вибрационных воздействий на ползучие свойства грунтов можно учесть также путем их выражения через ускорение j_a (3.1) или относительное ускорение j_0 :

$$j_0 = \frac{j_a}{g} \quad (3.21)$$

Тогда очевидно, что отпадает необходимость отдельного рассмотрения влияний амплитудно-частотных характеристик на компрессионную ползучесть скелета грунтов. Очевидно также, что методика испытания образцов-близнецов и обработка полученных экспериментальных данных совершенно не изменится, за исключением замены амплитуды колебаний ускорением j_a (3.1) или относительным ускорением j_0 (3.21).

В заключение отметим, что в целях уменьшения количества испытываемых образцов-близнецов грунта при определении ха-

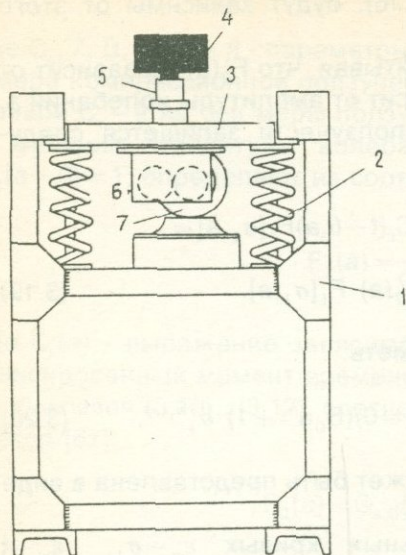


Рис.52. Виброкомпрессионная установка.

1. Рама (станина); 2-пружина; 3-вибрационная плита; 4-груз, создающий уплотняющее давление на образец грунта; 5-компрессионный прибор модели М-4; 6-электрический вибратор; 7-электродвигатель.

рактических компрессионной виброползучести можно пользоваться методом двух компрессионных кривых ползучести и виброползучести, изложенным ниже.

Виброкомпрессионные установки

Для определения виброуплотняемости песков с учетом веса вышележащих слоев грунта и веса фундамента О.А. Савинов [108] сконструировал виброуплотнитель вертикального действия. Основными узлами этого прибора являлись компрессионный прибор, рамное загрузочное устройство с винтовым приводом для создания уплотняющего давления на образец через пружинный динамометр и вибростоллик. Размеры гибкого пружинного динамометра в этом приборе были подобраны так, чтобы можно было рассмотреть его практически невесомым. Т.е. в этом случае имеет место безинерционное приложение внешней нагрузки, которая не отражается на величину давления, передаваемого на образец. Как отмечает П.Л. Иванов [35], такое поведение грунта имеет место только в заглубленных зонах массива - при сравнительно высоком уровне статического напряженного состояния грунта.

При небольших значениях сжимающих напряжений грунты испытывают под действием как статических, так и инерционных

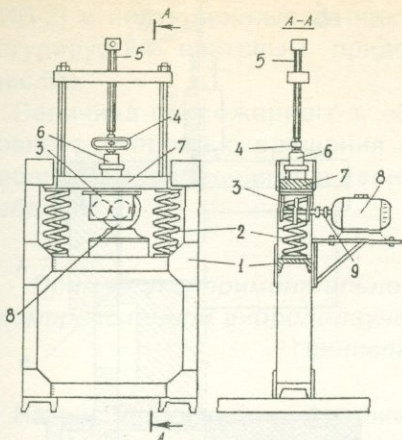


Рис.53. Схема виброкомпрессионной установки.

объемных сил [35]. Поэтому в этом случае давление создается не винтовым приводом и передается на образец грунта не через динамометрическую пружину, а непосредственным действием веса грузов, инерционные колебания которых вызывают изменяющиеся во времени напряжения. К числу приборов, позволяющих осуществить испытание грунтов по последней схеме—под действием статических и инерционных сил, относятся приборы С. Мураяма и Т. Шибата [126], Л.А. Эйслера и А.И. Смильтнека (1976) ВНИИГС-а (31), ЛПИ им. М.И. Калинина [35] и др.

В целях исследования компрессионной виброползучести скелета водонасыщенных и неводонасыщенных глинистых грунтов автор, совместно с Н.Г. Ахназаряном [66], вначале запроектировали, изготовили и использовали в лабораторных условиях виброкомпрессионную установку для определения указанных свойств под действием статических и инерционных сил (рис.52). В дальнейшем, на ее базе, была создана виброкомпрессионная установка, аналогичная установке О.А. Савинова [108], которая отличается от последней тем, что пружинный динамометр заменен обычным образцовым динамометром ДС-0,2 (см.рис.53).

Вибрационная установка нашей конструкции (рис.53) состоит из трех основных узлов: вибрационного столика, компрессионного прибора и рамного загрузочного устройства. Вибрационный столик вертикально направленного действия состоит из рамы 1, двух пружин 2, вибрационной рамы с нижним ригелем-плитой 7, вмонтированной под плитой 7 вибратора вертикально направленного

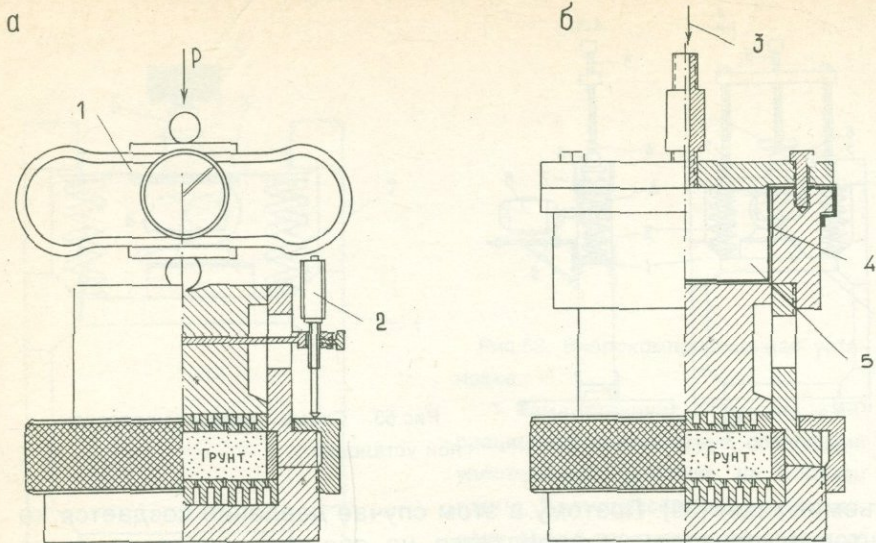


Рис.54. Схемы компрессионных приборов модели М-4. Приложение статического давления на образец грунта через динамометр (а) и сжатым воздухом (б).

1-динамометр; 2-мессура; 3-подача давления жидкостью или газом; 4-резиновая оболочка; 5-камера гидравлического давления

действия 3 с электродвигателем 8. Вибратор соединен с электродвигателем при помощи гибкой муфты-вала 9.

Нагрузка, создаваемая винтовым приводом 5, передается на образец грунта, помещенного в рабочем кольце прибора, через динамометр 4 (рис.53). На рис.54,а показан компрессионный прибор с образцом грунта и динамометр 1. Нагрузка на образец грунта создается также давлением воды гидравлической камеры прибора (рис.54,б). В последнем случае для создания давления в гидравлической камере используется баллон со сжатым азотом, снабженный редуктором и компенсатором.

Вибратор направленного действия состоит из двух дебалансов с эксцентриситетом центров масс, вращающихся в разные стороны [74].

Деформации виброползучести замеряют при остановке вибратора одним индикатором (мессурой) часового типа с ценой деления 0,002 или 0,001 мм. Этим же индикатором замеряют амплитуды колебаний образца. Используются также вибрографы (например,

ВИП-2) и индукционные датчики. Внешнее статическое давление регулируется винтовым приводом 9 загрузочного устройства (рис.53).

Величина приложенного к образцу ускорения j_a , которая обусловлена скоростью вращения и эксцентриситетом центров масс дебалансов, определяется величиной амплитуды a и частоты ω колебаний.

Пример экспериментального определения характеристик компрессионной виброползучести скелета водонасыщенного глинистого грунта

На рис.55 приведены графики трех семейств экспериментальных кривых ползучести и виброползучести глинистого грунта нарушенного сложения (сплошные линии в правых частях графиков), под лабораторным № 17-69, определенные испытанием трех серий образцов-близнецов толщиной 20 мм на приборах М-4, конструкции автора [79]. Одна из этих серий образцов-близнецов испытана под действием статического напряжения (рис.55,а), а остальные две — под действием вибрационных воздействий при амплитудах колебаний $2a=0,0225$ и $0,0055$ мм, при постоянной частоте $\omega=21$ Гц. В левых частях графиков построены кривые $\epsilon_{ct}-\sigma_1$. Для определения функции амплитуды колебаний $F_2(a)$ принято, что она не зависит от σ_1 , и поэтому построено семейство кривых мер ползучести и виброползучести, показанное в правой части рис.56,а сплошными линиями. В левой части рис.56,б сплошными линиями показаны кривые C_c-2a для различных фиксированных моментов времени t .

В рассматриваемом примере максимальное (амплитудное) ускорение образцов равно $j_a=19,5$ см/с², а максимальное относительное ускорение $j_0=0,02$.

Семейство кривых мер ползучести и виброползучести (рис.56) аппроксимировано соотношением (3.9). Входящее в (3.9) выражение меры статической ползучести $C_c(t-\theta, a=0)$ определено аппроксимацией кривой ползучести, полученной испытанием образцов-близнецов под действием единичного, статически приложенного напряжения $\sigma_1=0,1$ МПа по следующему выражению [79]:

$$C_c(t-\theta, a=0) = C_1[1 - e^{-\Delta_1(t-\theta)}] + (C_0 - C_1)\{1 - e^{-\Delta_2[t-(\theta+1)]}\}, \quad (3.22)$$

где C_1 — мера ползучести грунта для некоторого небольшого

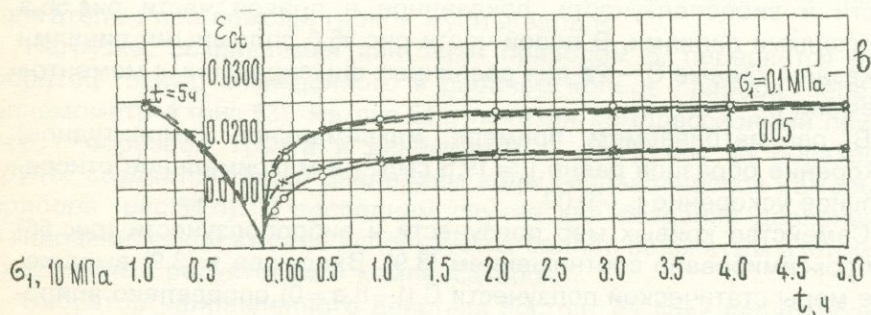
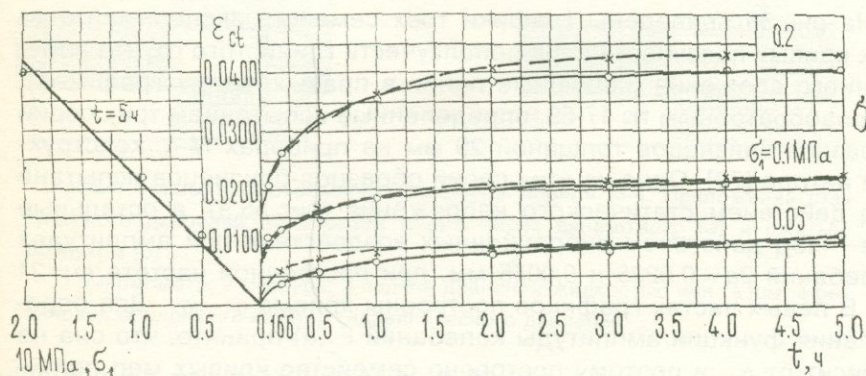
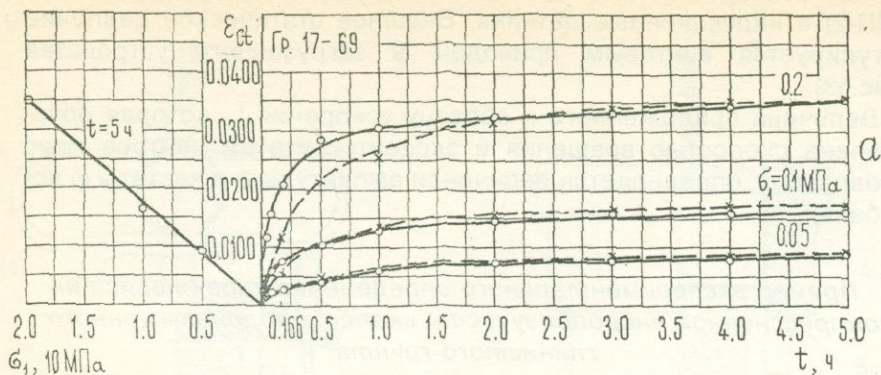


Рис.55. Семейства экспериментальных кривых компрессионной ползучести (а) и виброползучести (б,в) грунта 17-69, кривые зависимости $\epsilon_{ct} - \sigma_1$ для различных значений постоянной амплитуды и частоты колебаний (сплошные линии) и их аппроксимация (штриховые линии).

а - $2a=0$, $\omega=0$; б - $2a=0,0055$ мм, $\omega=21$ Гц; в - $2a=0,225$ мм, $\omega=21$ Гц.

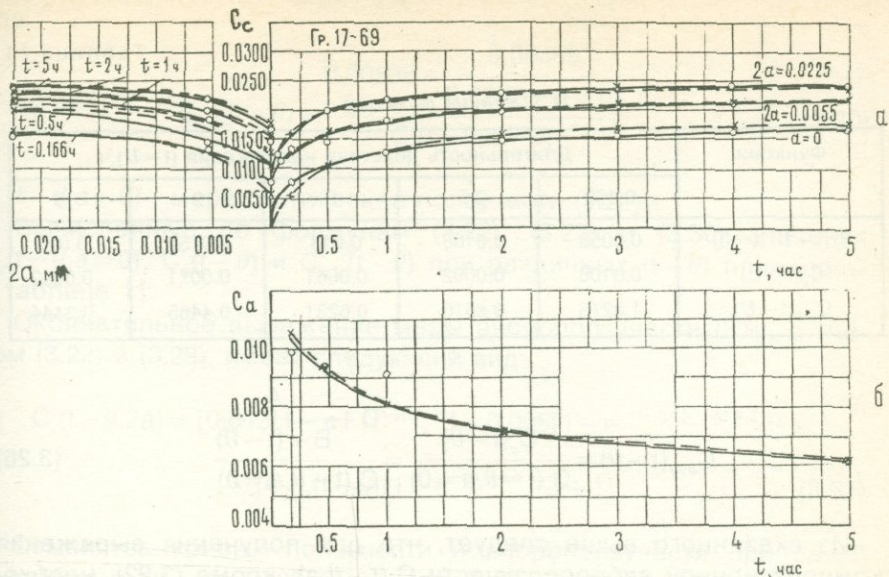


Рис.56. Семейство кривых меры компрессионной ползучести грунта 17-69, кривые $C_c - 2a$ для различных t (а) и кривые изменяемости параметра C_a во времени (б) ($\sigma_1 = 0,1$ МПа)

отрезка времени $(t - \theta) = 1$ ч, C_0 — предельное значение меры ползучести; $\theta = 0$ ($C_0 = 0,018$; $C_1 = 0,013$; $\Delta_1 = 3,54$; $\Delta_2 = 0,86$).

Для определения зависимости $C_c - 2a$ использовано выражение (3.10). Тогда функция амплитуды колебаний $F_2(a)$ будет иметь вид (3.14). Однако, поскольку кривые ползучести и виброползучести не подобны, выражение (3.10) представлено в виде:

$$C_c(a) = C_a(t - \theta)[1 - e^{-\lambda a}] + C_c(t - \theta, a = 0), \quad (3.23)$$

а для функции амплитуды колебаний получено соотношение:

$$F_2(a) = C_{a,0}(t - \theta)[1 - e^{-\lambda a}] + 1, \quad (3.24)$$

где $C_a(t - \theta)$ и $C_{a,0}(t - \theta)$ — функции, зависящие от $(t - \theta)$.

$$C_a(t - \theta) = D + \frac{A}{B + (t - \theta)}, \quad (3.25)$$

Таблица функций

Функции	Длительность действия напряжения $(t-\tau)$, ч				
	0,166	0,5	1	2	5
$C_c(t-\tau, a=0)$	0,0058	0,0108	0,013	0,0159	0,018
$C_a(t-\tau)$	0,0106	0,0092	0,0081	0,0071	0,0062
$C_{a,0}(t-\tau)$	1,8276	0,8518	0,6231	0,4465	0,3444

$$C_{a,0}(t-\tau) = \frac{C_a(t-\tau)}{C_c(t-\tau, a=0)} = \frac{D + \frac{A}{B + (t-\tau)}}{C_c(t-\tau, a=0)} \quad (3.26)$$

Из сказанного выше следует, что для получения выражения компрессионной виброползучести $C_c(t-\tau, a)$, кроме (3.22), необходимо определить выражение зависимости $C_c - 2a$ для различных моментов времени $(t-\tau)$ и функцию $C_{a,0}(t-\tau)$.

В рассматриваемом примере (рис.56,б) экспериментальные кривые $C_c - 2a$ построены для пяти различных фиксированных моментов времени $(t-\tau) = 0,166; 0,5; 1; 2$ и 5 ч. Из аппроксимаций этих кривых определены параметры C_a соотношения (3.10) для тех же моментов времени, построена кривая зависимости $C_a - (t-\tau)$ (сплошная линия на рис.56,б) и получено следующее выражение (3.25):

$$C_a(t-\tau) = 0,00538 + \frac{0,00469}{0,7272 + (t-\tau)} \quad (3.27)$$

Тогда выражение (3.10), с учетом (3.27), запишется в виде:

$$C_c(a) = \left(0,0058 + \frac{0,00469}{0,7272 + (t-\tau)} \right) [1 - e^{-0,189 \cdot 2a}] + C_c(t-\tau, 2a=0), \quad (3.28)$$

а для функции амплитуды колебаний получено соотношение вида (3.14)

$$F_2(a) = \frac{C_c(a)}{C_c(t-\tau, a=0)} = C_{a,0}(t-\tau) [1 - e^{-0,189 \cdot 2a}] + 1, \quad (3.29)$$

где

$$C_{a,0}(t-\theta) = \frac{0,00538 + \frac{0,00469}{0,7272 + (t-\theta)}}{C_c(t-\theta, a=0)}, \quad (3.30)$$

$C_c(t-\theta, a=0)$ - мера статической ползучести (3.22).

Вычисленные по формулам (3.22), (3.27) и (3.30) значения $C_c(t-\theta, a=0)$, $C_a(t-\theta)$ и $C_{a,0}(t-\theta)$ при различных $(t-\theta)$ приведены в таблице 11.

Окончательное выражение меры виброползучести (3.9), с учетом (3.22) и (3.29), имеет следующий вид:

$$C_c(t-\theta, 2a) = \{0,013[1 - e^{-3,54(t-\theta)}] + 0,005[1 - e^{-0,86[t-(\theta+1)]}]\} \times \\ \times \{C_{a,0}(t-\theta)[1 - e^{-0,189 \cdot 2a}] + 1\}. \quad (3.31)$$

Семейства кривых ползучести и виброползучести при $2a=0$ (рис.55,а) и при $2a=0,0055$ мм (рис.55,б), ввиду линейного закона деформирования и $F_1(\sigma_1) = \sigma_1$, аппроксимированы соотношением:

$$\varepsilon_{ct}(t-\theta, \sigma_1, 2a) = C_c(t-\theta, 2a) \cdot \sigma_1, \quad (3.32)$$

а при $2a=0,022$ мм:

$$\varepsilon_{ct}(t-\theta, \sigma_1, 2a) = C_c(t-\theta, 2a) \cdot F_1(\sigma_1, 2a=0,0225 \text{ мм}). \quad (3.33)$$

Для определения функции напряжения $F_1(\sigma_1, 2a=0,0225 \text{ мм})$ экспериментальная кривая $\varepsilon_{ct} - \sigma_1$ при $2a=0,0225$ мм (рис.55,в) аппроксимирована выражением (1.9):

$$\varepsilon_{ct} = 0,0325 (1 - e^{-1,48 \cdot 10 \sigma_1}), \quad (\sigma_1, \text{ в МПа}) \quad (3.34)$$

и получено следующее соотношение для функции напряжения:

$$F_1(10\sigma_1, 2a=0,0225 \text{ мм}) = \frac{\varepsilon_{ct}}{\varepsilon_{ct}(\sigma_1=0,1 \text{ МПа})} = \\ = \frac{0,0325}{0,0250} (1 - e^{-1,48 \cdot 10 \sigma_1}) = 1,3(1 - e^{-1,48 \cdot 10 \sigma_1}), \quad (3.35)$$

удовлетворяющее условию $F_1(10\sigma_1=0,1 \text{ МПа}, 2a=0,0225) = 1$.

Результаты аппроксимации семейств кривых ползучести и виброползучести (рис.55) соотношениями (3.32), (3.33) с учетом (3.31), (3.30) и (3.35), в правых частях рис.55 показаны штриховыми линиями.

Метод двух кривых ползучести и виброползучести

Изложенное выше убедило нас в том, что, как обычно, для определения параметров компрессионной виброползучести скелета глинистых грунтов необходимо испытать достаточно большое количество образцов-близнецов, обладающих одинаковыми физико-механическими свойствами. Однако, поскольку это связано с определенными техническими трудностями, то, как и в рассмотренном выше случае определения параметров компрессионной термоползучести (см.гл.II, п.2), можно пользоваться упрощенным методом испытания двух образцов-близнецов, методом двух кривых ползучести [79]. При применении указанного метода, как известно, для определения выражения виброползучести вида (3.19) при данном значении постоянного уплотняющего напряжения $\sigma_1 = \text{const}$ (рис.50,55) один из образцов-близнецов испытывают на ползучесть под действием данного, статически приложенного напряжения σ_1 . Второй образец-близнец испытывают при переменной, возрастающей степенями, амплитуде колебаний (рис.57).

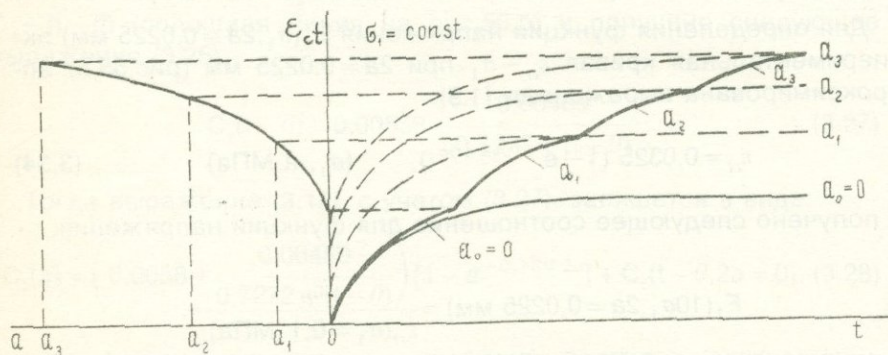


Рис.57. Схема определения кривых компрессионной виброползучести (штриховые линии), зависимости E_{ct} - a и функции амплитуды колебаний $F_2(a)$ методом двух экспериментальных кривых (сплошные линии в правой части рисунка).

По результатам испытания первого образца-близнеца строят кривую ползучести $\varepsilon_{ct}-t$, определяют выражение этой зависимости для $a=0$. По результатам испытания второго образца-близнеца строят кривую ползучести при переменной амплитуде колебаний, на ее основе—кривую зависимости $\varepsilon_{ct}-a$, определяют выражение этой кривой, функцию амплитуды колебаний $F_2(a)$ и, используя выражение кривой ползучести, записывают уравнение виброползучести для данного значения напряжения σ_1 вида (3.19):

$$\varepsilon_{ct}(t-\theta, a, \sigma_1 = \text{const}) = \varepsilon_{ct}(t-\theta, a=0) \cdot F_2(a). \quad (3.36)$$

Чтобы показать применимость рассматриваемой методики к определению параметров виброползучести глинистых грунтов, в качестве примера рассмотрим результаты испытания трех пар образцов-близнецов грунта ($\rho_s=2,67$ г/см³; $\rho=1,71$ г/см³; $W=0,454$; $I_p=0,204$; $e=1,27$) на виброкомпрессионной установке (рис.53) после предварительного уплотнения при $\sigma_{1,0}=0,05$ МПа в течение 25 дней.

В правой части рис.58 сплошными линиями показаны экспериментальные кривые ползучести и виброползучести, полученные при статическом приложении $\sigma_1=0,025$ МПа и при переменной, возрастающей ступенями $2a=0$; 0,006; 0,012 и 0,015 мм и постоянной амплитуде ($2a=0,02$ мм) колебаний под действием того же значения постоянного нормального напряжения. Вибрационные воздействия создавались сразу же после приложения нормально-го напряжения. В левой части рис.58 показана кривая зависимости $\varepsilon_{ct}-2a$, построенная по экспериментальной кривой виброползучести, определенной при переменной амплитуде колебаний ($\omega=\text{const}$).

Следует отметить, что экспериментальная кривая виброползучести, определенная испытанием третьей пары образцов-близнецов при постоянной амплитуде колебаний $2a=0,02$ мм, является контрольной. Она используется для сопоставления с кривой виброползучести, построенной по уравнению виброползучести, полученному по рассматриваемому методу двух кривых.

Для аппроксимации кривой $\varepsilon_{ct}-2a$ и функции амплитуды колебаний $F_2(2a)$ получены следующие выражения видов (3.11) и (3.15):

$$\left. \begin{aligned} \varepsilon_{ct}(2a) &= B(2a)^{n_2} + \varepsilon_{ct}(2a=0) = 0,06409(2a)^{0,605} + 0,01535, \\ F_2(2a) &= \frac{\varepsilon_{ct}(2a)}{\varepsilon_{ct}(2a=0)} = \frac{0,06409(2a)^{0,605} + 0,01535}{0,01535} = 4,175(2a)^{0,605} + 1 \end{aligned} \right\} \quad (3.37)$$

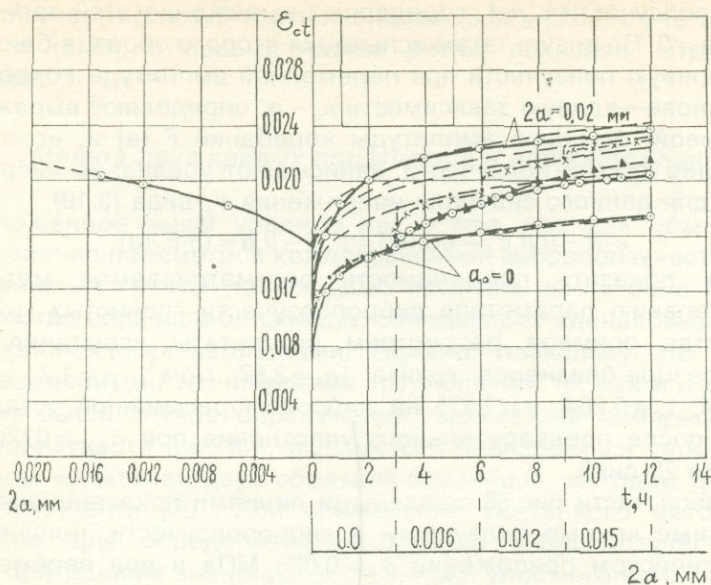


Рис.58. Экспериментальные кривые компрессионной ползучести ($a_0 = 0$) и виброползучести ($a_0 \neq 0$) при $2a = 0.02 \text{ мм}$, и возрастающей ступенями $2a = 0; 0.006; 0.012; 0.015 \text{ мм}$, ($\omega = 23 \text{ Гц}$), кривая $\epsilon_{ct} - 2a$ (сплошные линии), кривые ползучести (штриховые линии), построенные по соотношению (3.36) с учетом (3.38) и (3.39) и описание процесса виброползучести при ступенчатом возрастании амплитуды колебаний по теориям старения (3.36)-штрих-пунктир, упрочнения (3.39)-штрих-треугольнички и наследственной ползучести (3.18)-штрих-крестики.

$\sigma_{1,0} = 0.05 \text{ МПа}$, $\sigma_1 = 0.025 \text{ МПа}$

Кривая ползучести, определенная при статическом приложении $\sigma_1 = 0.025 \text{ МПа}$, аппроксимирована степенной зависимостью вида (1.16):

$$\begin{aligned} \epsilon_{ct}(t - \theta, \sigma_1 = 0.025 \text{ МПа}, 2a = 0) = \\ = A(t - \theta)^m = 0.01879(t - \theta)^{0.0934}. \end{aligned} \quad (3.38)$$

В правой части рис.58 штриховыми линиями показаны кривые виброползучести, построенные для $2a = 0.006; 0.012; 0.015$ и 0.020

мм, по выражению (3.36), с учетом (3.37). Сопоставление экспериментальной кривой виброползучести (определенной при $2a=0,02$ мм) с кривой, построенной по выражению (3.36), показывает их большую близость. Следовательно, параметры виброползучести, определенные по методу двух кривых, вполне пригодны для определения параметров компрессионной виброползучести и построения кривых виброползучести при амплитудах, отличных от нулевой.

Осуществлено графическое (рис.7) описание процесса компрессионной виброползучести грунта при переменных степенях амплитуде колебаний ($\omega = \text{const}$), по аналогии с описанием процесса компрессионной термоползучести по соотношениям (2.34)-(2.36), соответствующим записям физических соотношений (1.25), (1.52) и (1.87) теорий ползучести. В рассматриваемом случае выражению (2.34) соответствуют (3.9) и (3.36), соотношение (2.35) записывается в виде (обозначения прежние):

$$\varepsilon_{cr}(t, a, \sigma_1 = \text{const}) = \left[\frac{\chi}{m} \right]^m a^{\beta m} t^m, \quad (3.39)$$

а уравнению (2.36) соответствует (3.18).

Результаты указанных описаний процесса виброползучести по соотношениям (3.36), (3.39) и (3.18) в правой части рис.58 соответственно показаны штрих-пунктиром, штрих-треугольничками и штрих-крестиками. Как видно на рис.58, рассматриваемый процесс наилучшим образом описывается соотношением (3.18), учитывающим наследственность деформаций компрессионной виброползучести.

Изменяемость амплитуды колебаний и ускорения грунта по глубине основания фундаментов

В целях расчета длительных осадков фундаментов под действием вибрационных воздействий вследствие виброползучести грунтов основания следует знать характер распределения по глубине толщи как ускорений колебаний грунта, так и критических ускорений j_{cr} с учетом влияния его собственного веса. Это позволит по методу О.А. Савинова [108] определить мощность виброактивной зоны и общую осадку фундамента от вибрационных воздействий.

Методы определения критических ускорений в зависимости от величины действующего на грунт нормального напряжения σ_1

подробно изложены в [108]. Для определения изменяемости ускорений колебаний грунта по глубине основания фундамента можно воспользоваться методом определения изменяемости амплитуды колебаний под действием различных по величине нормальных напряжений. Для этого можно воспользоваться как семействами экспериментальных кривых компрессионной виброползучести (рис.55), так и результатами испытания образцов при заданных начальных значениях амплитуды и частоты колебаний под действием возрастающих ступенями от $\sigma_1 = 0$ до некоторого постоянного значения нормального напряжения $\sigma_1 = \text{const}$. Полученные из опыта данные представляют в виде кривой снижения амплитуды колебаний по мере возрастания σ_1 .

Учитывая, что $\sigma_1 = \gamma h$, и используя выражение $h = \sigma_1 / \gamma$, можно осуществить переход от $a = a(\sigma_1)$ к зависимости $a = a(h)$. Используя выражение (3.1), с учетом условия постоянства угловой скорости ω_0 , можно определить изменяемость ускорения вертикальных колебаний грунта по глубине основания h .

Изменяемость амплитуды колебаний a и ускорения j_a по глубине грунтового основания может быть представлена степенной, экспоненциальной и другими убывающими функциями. В частности, О.А. Савинов [108] предложил соотношение $j_a - h$ представить в виде $j_a = j_{a,0} e^{-\beta h}$, где β - коэффициент затухания, $j_{a,0}$ - ускорение колебания грунта при $h = 0$. Совершенно очевидно, что такое же выражение можно использовать для аппроксимации кривой зависимости $a = a(h)$.

П.3. Вибросопротивление глинистых грунтов сдвигу

Для расчета оснований по предельному сопротивлению сдвигу грунтов, проверки устойчивости склонов и откосов сооружений из грунтовых материалов, расчета давления грунта на подпорные стенки и подземные сооружения, работающих в условиях вибрационных воздействий, представляет большой интерес исследование их вибросопротивления сдвигу. Как будет показано ниже, в настоящее время вопросы вибросопротивления сдвигу и разжижения песчаных грунтов изучены достаточно хорошо, тогда как влияние вибрационных воздействий на прочностные свойства глинистых грунтов исследовано относительно слабо.

Первые работы, выполненные в СССР по исследованию влияния вибрации на прочностные свойства песчаных грунтов, были посвящены вопросу внутреннего трения. Г.И. Покровский и его

ученики (1934) установили, что по мере возрастания энергии вертикальных колебаний коэффициент внутреннего трения песков, определенный на приборе одноплоскостного среза, снижается на 25...30 %. Д.Д. Баркан в том же 1934 г. исследовал зависимость внутреннего трения песков от амплитуды колебаний и их вибровязкость. Для этого на опытном фундаменте (размерами в плане 40x40 см), помещенном на засыпанном в ящик (размерами в плане 41x41 см) песке, устанавливалась вибромашина, создающая вертикальные колебания. Ящик, как и срезыватель обычных приборов одноплоскостного среза [55, 67, 74, 79], состоял из двух половинок, беспрепятственно перемещающихся друг относительно друга. Сдвигающее усилие прикладывалось к верхней половине ящика путем закручивания стяжи. Его величина замерялась динамометром, а деформация горизонтального движения верхней половины ящика - индикатором часового типа. Нижняя половина ящика почти полностью была заглублена в грунт, насыпанный в резервуар с размерами в плане 2,5x2,5 м, высотой 1,5 м.

Опытами было установлено, что при вибрации в пределах изменения ускорения j_a (3.1) 0...1,2 g (g - ускорение свободного падения) коэффициент внутреннего трения песка $f = \operatorname{tg} \varphi$ (1.121) уменьшается почти в два раза.

В 1952-1959 гг. во ВНИИГе и ЛИСИ была создана целая серия лабораторного оборудования и аппаратуры для изучения условий сейсмической устойчивости песков при вертикальных и горизонтальных колебаниях. Н.Н. Масловым [54] и его учениками были проведены большие экспериментальные исследования по изучению влияния вибрации на сопротивление песков сдвигу и их разжижение, которые позволили заключить, что коэффициент внутреннего трения песков под действием вибрационных нагрузок не изменяется вовсе, а изменения сопротивления сдвигу обусловлены (в рамках практической постановки вопроса) уменьшением величины нормального напряжения с переходом от σ к σ_d .

Влияние вибрации на сопротивление сдвигу песков и глин исследовали И.А. Савченко (1958), Н.А. Преображенская и И.А. Савченко (1958), С. Мураяма и Т. Сибата (1960), В.А. Ершов и Се-Дин-И (1962). И.А. Савченко и Н.А. Преображенская свои исследования выполняли на приборе двухплоскостного среза конструкции Д.С. Левшинского при горизонтальном колебании образцов, М. Мураяма и Т. Сибата - при одноосном сжатии и двухплоскостном срезе образцов в условиях вертикальных колебаний, а В.А. Ершов и Се-Дин-И - на сдвижном приборе, который устанавливался на

вибростоле, позволяющем изменять направление и интенсивность колебаний в широком диапазоне. Вертикальная и сдвигающая усилия на грунт создавались при помощи резиновых камер со сжатым воздухом, чтобы избежать влияния изменения нормального напряжения за счет инерции. Подобные исследования ранее были выполнены Т. Мугами и К. Курбо (1953).

И.А. Савченко (1958), Н.А. Преображенская и И.А. Савченко (1958) установили зависимость коэффициента внутреннего трения как от частоты, так и от амплитуды колебаний, а также справедливость линейной зависимости между нормальными напряжениями и сопротивлением сдвигу песчаных и глинистых грунтов при наличии и отсутствии вибрации. Зависимость коэффициента трения f песка от ускорения j И.А. Савченко представил в виде следующего экспоненциального соотношения, справедливость которого также была экспериментально подтверждена Р.Д. Филипповым [115]:

$$f_d = (f - f_{\infty}) e^{-\beta \frac{j}{g}} + f_{\infty}, \quad (3.40)$$

где f - коэффициент внутреннего трения при отсутствии вибрации; f_{∞} - предельное значение коэффициента внутреннего трения; β - параметр ($\beta = 0,23$).

Для учета влияния вибрации на коэффициент внутреннего трения песков был использован коэффициент эффекта вибрации:

$$\delta_d = \frac{f - f_d}{f}, \quad (3.41)$$

где f_d - коэффициент внутреннего трения при вибрации, и установлено, что δ_d возрастает по линейному закону с увеличением диаметра зерен песка.

С. Мураяма и Т. Сибата [127] определили резонансные характеристики (амплитуды и частоты колебаний) и кривые динамической текучести (ползучести) цилиндрического образца ($d = 35$ мм, $h = 80$ мм) глины ($w_L = 0,95$; $w_p = 0,30$; $I_p = 0,65$; $w = 0,65 \dots 0,71$). Установлено, что динамическая текучесть при $\sigma < \sigma_{\max}$ (σ - статическое давление, $\sigma_{\max}$ - некоторое предельное статическое давление) растет во времени по логарифмическому закону при длительности опытов $t = 10$ мин., а при $\sigma > \sigma_{\max}$ имеет место ускорение деформаций. Зависимость скорость деформации - напряжение ($ds/dt - \sigma$) до

$\sigma \leq 0,07$ МПа подчиняется закону И.Бингама (1.155), а при $\sigma > 0,07$ МПа - аппроксимируется билинейной диаграммой. Построена усталостная кривая $\sigma_{\max} - \lg N$, получено выражение этой кривой в виде логарифмической функции. Установлено, что время до разрушения грунта $t_{f,d}$ в состоянии текучести зависит от максимального ускорения вибрации. Причем, отношение $t_{f,d}/t_f$ связано с максимумом ускорения по логарифмическому закону. Испытаниями образцов на приборе двухплоскостного среза установлено, что наименьшее значение сопротивления грунтов сдвигу τ_{fd} соответствует наибольшей амплитуде и ускорению вибрации, τ_{fd} уменьшается по мере возрастания максимального ускорения по логарифмическому закону.

Эти результаты согласуются с выводами Д.Д. Баркана (1948) и других, сделанными ранее.

В.А. Ершов и Се-Дин-И (1962) установили, что сопротивление сдвигу песчаных грунтов при вертикальных и горизонтальных колебаниях τ_{fd} при других одинаковых условиях примерно равны, и их снижение после достижения некоторого критического ускорения колебаний j_{cr} происходит по экспоненциальному закону:

$$\tau_{fd} = \tau_f \cdot e^{-K(j - j_{cr})}, \quad (3.42)$$

где τ_f - сопротивление сдвигу при статическом нагружении; j - ускорение колебаний при возмущающей силе, совпадающей с направлением плоскости сдвига; j_{cr} - критическое ускорение; K - коэффициент, не зависящий от плотности песка и внешней пригрузки [40]:

$$j_{cr} = j_{cr,\rho} + m\sigma, \quad (3.43)$$

где $j_{cr,\rho}$ - критическое ускорение для непригруженного песка плотностью ρ ; σ - статическое давление; m - параметр.

В большинстве из рассмотренных выше работ или ничего не говорится о природе изменяемости сопротивления сдвигу песчаных грунтов при вибрации, или же принимается, что оно обусловлено снижением внутреннего трения.

Очень интересные исследования по выяснению природы изменяемости сопротивления песчаных грунтов сдвигу выполнены в ЛПИ им. М.И. Калинина (под руководством В.А. Флорина) и в других научных учреждениях. В частности В.П. Сипидиным (ЛПИ) в 1957 г. были получены диаграммы сопротивления сдвигу штампа

по песку под действием различных постоянных статических напряжений и вертикально направленных вибрационных воздействий, которые показали независимость от динамических нагрузок. Это позволило высказать мнение о том, что изменяемость прочности песчаных грунтов обусловлена изменяемостью их напряженного состояния и проявляется в скачкообразном характере деформаций сдвига в допредельном состоянии. Этот вывод, который в дальнейшем был подвергнут тщательной проверке и был подтвержден работами П.Л. Иванова (1962, 1977), Н.В. Флориной (1962), Е.М. Перлея (1964), А.Р. Ставницера (1975), Ю.К. Зарецкого, Б.Д. Чумичева и М.Б. Грановского (1980) и др., согласуются с мнением Н.Н. Маслова (см. выше), был теоретически доказан Г.Ю. Джанелидзе и И.И. Блехманом (1958).

В дальнейшем было выполнено много работ по исследованию влияния вибрационных воздействий и циклического приложения напряжений на сопротивление сдвигу песчаных и глинистых грунтов в условиях одноосного, трехосного сжатия, одноплоскостного среза и при вынужденных крутильных колебаниях кольцевых и сплошных образцов с замером или без замера избыточного давления в поровой воде. Во всех работах, выполненных в этой области, отмечается снижение прочности (сопротивление сдвигу) грунтов при вибрационных воздействиях. Причем, в большинстве работ указанное снижение прочности грунтов объясняется изменением напряженного состояния образцов.

Из числа работ, выполненных в этой области, следует выделить работы Л.С. Лалидуса (1964, 1968, 1978), посвященные исследованию влияния циклической пульсирующей нагрузки на деформационные и прочностные свойства глинистых грунтов. На основании результатов испытания цилиндрических образцов в условиях одноосного и трехосного сжатия на вибрационной установке ДИИТа, в которой осевое динамическое усилие создавалось электромагнитом, были установлены закономерности остаточного укорочения длины образцов и получены усталостные кривые - кривые снижения прочности образцов в зависимости от числа циклов N . Используя аппарат теории наследственной ползучести к описанию процесса остаточного деформирования при произвольном законе нагружения во времени и изменения этой деформации во времени (в зависимости от числа циклов N), а также условие постоянства деформаций при разрушении данного грунта, М.Н. Гольдштейн и С.С. Бабицкая (1959) разработали теорию прочности глинистых грунтов с учетом фактора времени.

С. О-Хара и Х. Мацуда (1978) исследовали динамическую прочность водонасыщенной каолитовой глины при простом сдвиге на приборе скашивания собственной конструкции, который в принципе не отличался от прибора С.Н. Сотникова [55]. Образцы, в условиях закрытой системы, с коэффициентом пористости $e = 1,51; 1,37$ и $1,22$, испытывались под действием циклически приложенных сдвиговых напряжений почти прямоугольной формы с периодом 2 с. Циклические напряжения прикладывались к образцам при $\Delta\tau/\tau_{f,s} = 0,1, 0,15, 0,25$ и $0,75$ ($\Delta\tau$ - степень касательного напряжения, $\tau_{f,s}$ - статическое сопротивление сдвигу). Статические испытания образцов проводились в режиме контроля напряжениями при скорости 1 мм/с. Замерялось избыточное поровое давление и определялось его влияние на величину динамической сдвиговой прочности грунта.

Опытами установлено, что увеличение числа циклов нагружения приводит к снижению динамической прочности грунта вследствие проявления избыточного давления в поровой воде. Установлено также, что в результате деформационного упрочнения увеличение длительности воздействия сдвиговых напряжений приводит к повышению прочности грунта.

Вибросопротивление глинистых грунтов сдвигу исследовано автором совместно с Р.Г. Бадаляном в 1975 г. методом кручения сплошных образцов под действием вынужденных крутильных колебаний. Результаты этих исследований изложены ниже.

Вибросдвиговые установки

Одной из первых вибросдвиговых установок, обладающей возможностью приложения к испытываемому образцу пульсирующих касательных напряжений (горизонтально направленной вибрации), является указанная выше вибрационная установка Д.С. Левшинского, использованная Н.А. Преображенской и И.А. Савченко (1958) для определения вибросопротивления грунтов сдвигу.

Вибрационная установка Д.С. Левшинского (рис.59) состоит из прибора для определения сопротивления грунта сдвигу, вибратора горизонтально направленного действия, приводимого в движение электродвигателем постоянного тока, и самопишущего прибора записи колебаний и деформаций сдвига среднего кольца гильзы срезователя.

Прибор двухплоскостного среза состоит из гильзы 5, в которой осуществляется срез образца, пружинного домкрата 7 вертикаль-

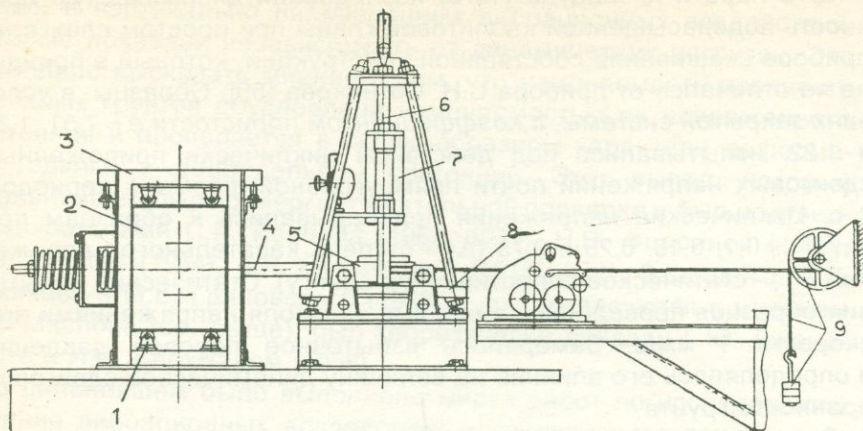


Рис.59. Установка для испытания грунтов на двухплоскостной срез при горизонтальных колебаниях образца конструкции Д.С. Левшинского.

ного давления и механизма горизонтального усилия 9. Гильза, жестко прикрепленная к виброплощадке 8 прибора, состоит из двух колец и нижнего цилиндра с дном, вложенных в стакан. Стойки 6 пружинного домкрата жестко соединены с виброплощадкой 8. Чтобы обеспечить условия статической передачи горизонтального усилия на грунт, площадка 9 с грузами снабжена амортизатором. Горизонтальные колебания в направлении сдвига создаются вибратором 2, который соединен с виброплощадкой стяжкой 4 и может свободно скользить по роликам 1, укрепленным на направляющей раме 3, жестко присоединенной к фундаменту установки. Число оборотов электродвигателя изменяется в пределах 300...3000 в минуту.

Вибратор направленного действия состоит из двух дебалансов с эксцентриситетом центров масс, вращающихся в различные стороны. При горизонтальном расположении центров вращения и вращающихся масс ускорения дебалансов суммируются, создавая вертикально-направленную вибрацию. В случае вертикального расположения центров вращения создается горизонтально направленная вибрация. Величина амплитуды колебаний устанавливается по величине момента дебалансов вибратора.

Учитывая недостатки приборов одноплоскостного и двухплоскостного среза [61, 79], исследования виброреологических

свойств грунтов вообще, вибросопротивления сдвигу в частности, правильнее всего проводить на приборах кручения кольцевых и сплошных образцов при вынужденных крутильных колебаниях, моделирующих скашивание образцов при сдвиге. Для этого могут быть успешно использованы приборы кручения кольцевых образцов НИС Гидропроекта, модернизированного автором [60], и М-5 конструкции автора [67, 79].

Как было сказано выше, свободные крутильные колебания цилиндрических образцов впервые использованы Б.Ф. Рельтовым и Б.П. Ерыховым для определения модуля сдвига, О.Я. Шехтер и др. (1962)-для определения упругих и диссипативных свойств грунтов, а также П. Тейлором и И. Партоном (1973).

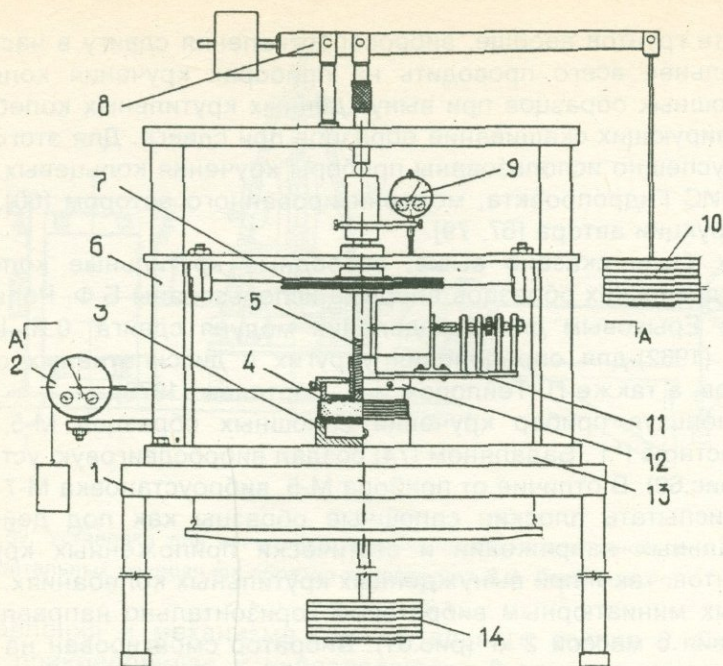
Используя прибор кручения сплошных образцов М-5, автор совместно с Р.Г. Бадаляном [74] создал вибросдвиговую установку М-7 (рис.60). В отличие от прибора М-5, виброустановка М-7 позволяет испытать плоские сплошные образцы как под действием нормальных напряжений и статически приложенных крутящих моментов, так и при вынужденных крутильных колебаниях, создаваемых миниатюрным вибратором горизонтально направленного действия с массой 2 кг (рис.61). Вибратор смонтирован на плите, которая при помощи крышки-переходника закрепляется на верхнем, подвижном штампе рабочего стакана (рис.60).

Миниатюрный вибратор состоит из двух дебалансов 3, насаженных на осях 4 и 2 двух шестерен, вращающихся в разные стороны миниатюрным электродвигателем мощностью 25 Вт. Электродвигатель, который соединен с осью 4 при помощи гибкой муфты 5, закреплен на опоре 10. Оси шестерен через шарикоподшипники качения покоятся на четырех опорах 1. Опоры 10 и 1 жестко закреплены к плите 11. К этой плите закреплена также крышка-переходник 8, который при помощи трех винтов 9 закрепляется на верхнем подвижном штампе приборов НИС Гидропроекта и М-5. Электродвигатель переменного тока питается от электрической сети через клеммы 7.

Величину амплитуды колебаний замеряют на наружной грани испытываемого образца прогибомером Максимова.

Уплотнение образцов на приборе М-5 можно осуществить как при помощи рычажного приспособления (рис.60), так и винтовым приводом, через динамометр [79].

С рассматриваемой здесь целью автор совместно с Р.Г. Бадаляном создал также электромагнитный вибратор горизонтально направленного действия, М-7,а позволяющий испытать образцы на



ВИД ПО А-А

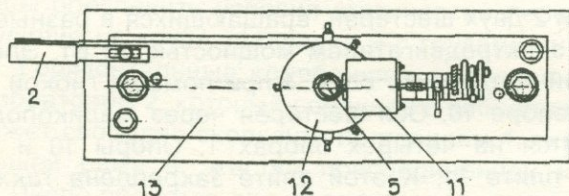


Рис.60. Установка для испытания образцов на кручение под действием нормальных (уплотняющих) давлений и вынужденных крутильных колебаний конструкции С.Р. Месцяна и Р.Г. Бадаляна М-7.

1-стол-станина прибора М-5; 2-прогибомер с проволокой и грузиком в 1 кг; 3-днище рабочего стакана прибора М-5; 4-образец грунта, окруженный защитными кольцами; 5-шток; 6-трубка-вкладыш; 7-диск механизма кручения прибора М-5; 8-рычажный пресс механизма нормального напряжения; 9-мессура (индикатор часового типа) для замера деформации уплотнения образца грунта; 10-грузы на грузовой платформе механизма нормального напряжения; 11-вибратор; 12-крышка-переходник вибратора; 13-нижний ригель двухярусной рамы прибора М-5.

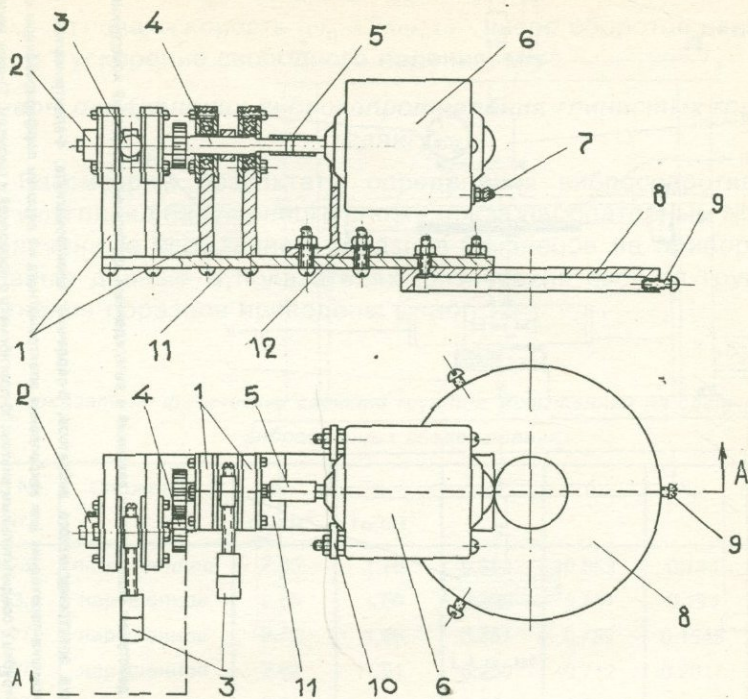


Рис.61 Разрез и план миниатюрного вибратора, создающего горизонтальные (крутильные) колебания образца.

кручение при относительно больших амплитудах и небольших частотах ($\omega = 1 \dots 20$ Гц) вынужденных колебаний, т.е. при частотах, свойственных колебаниям грунта при землетрясениях (рис.62).

Вибрация гидротехнических сооружений, для которых представляет особый интерес определение вибросопротивления грунтов сдвигу, обычно происходит при частотах $10 \dots 100$ Гц и амплитудах $0,005 \dots 0,2$ мм, то есть при очень малых значениях относительного ускорения колебаний j_0 . Например, при $\omega = 30$ Гц и $a = 0,02$ мм $= 0,00002$ м, наибольшая (амплитудная) величина ускорения будет равна (3.1):

$$j_{\max} = j_a = a\omega_0^2 = 0,00002 \cdot 35496,6 = 0,71 \text{ м/с}^2, \quad (3.44)$$

а относительное ускорение колебаний-

$$j_0 = j_a / g = 0,71 / 9,8 = 0,072, \quad (3.45)$$

где ω_0 - угловая скорость ($\omega_0 = 2\pi\omega$; ω - число оборотов двигателя в Гц); g - ускорение свободного падения, м/с^2 .

Примеры определения вибросопротивления глинистых грунтов сдвигу

1. Рассмотрим результаты определения вибросопротивления сдвигу суглинка нарушенного сложения за лабораторным № 39-73, а, полученные испытанием образцов-близнецов на приборе М-7. Основные данные о показателях физических свойств грунта до уплотнения образцов приведены в табл.12.

Таблица 12

Показатели физических свойств грунтов, испытанных на сдвиг при
вибрационных воздействиях

Лаб.№ грунта	Сложение	ρ_s , г/см ³	ρ , г/см ³	w	e	I_p	S_r
39-73	естественное	2,65	1,78	0,252	0,853	0,134	0,78
39-73,а	нарушенное	2,65	1,88	0,320	0,861	0,134	0,99
17-77	нарушенное	2,72	1,96	0,251	0,732	0,1545	0,93
18-77	нарушенное	2,62	1,91	0,250	0,712	0,2017	0,93
19-77	нарушенное	2,61	1,94	0,234	0,662	0,193	0,92

Определены стандартное статическое и вибрационное сопротивление грунта сдвигу (табл.13), после полного водонасыщения образцов, по методу А.А. Ничипоровича (1948). Для этого все образцы-близнецы предварительно уплотнены под действием наибольшего нормального напряжения $\sigma_{z,0} = 0,3$ МПа, а затем частично разгружены и испытаны на срез при $\sigma_z = 0,1; 0,2$ и $0,3$ МПа после полной стабилизации деформаций. Длительность предварительного уплотнения, в среднем, 40 дней, повторность опытов двукратная. Опыты по определению вибросопротивления грунта сдвигу проведены при различных значениях амплитуды колебаний $2a$, но при одной постоянной частоте колебаний $\omega \cong 30$ Гц.

Ввиду того, что при различных σ_z в эксперименте зафиксированы несколько отличные друг от друга значения амплитуды колебаний $2a$, в начале (на основании данных таблицы 13) построены кривые зависимости $\tau_{f,st} - 2a$ для трех значений $\sigma_z = 0,1; 0,2$ и $0,3$ МПа (в левой части рис.63 показаны сплошными линиями). Затем,

трансформируя кривые $\tau_{f,sl} - 2a$, в координатах $\tau_{f,sl} - \sigma_z$ построены диаграммы сдвига для четырех значений амплитуды колебаний ($2a=0$; $\omega=0$; $2a=0,01$; $0,04$ и $0,08$ мм. $\omega \geq 30$ Гц), которые в правой части того же рисунка изображены сплошными линиями.

Таблица 13

Результаты испытания образцов на вибросопротивление сдвигу^x

2a, мм	$\tau_{f,sl}$, МПа, при σ_z , МПа		
	0,1	0,2	0,3
0	0,071	0,084	0,122
0,008	-	0,086	-
0,011	0,051	-	-
0,015	-	-	0,105
0,030	-	0,074	-
0,040	0,043	-	-
0,050	-	-	0,094
0,080	0,033	-	0,094
0,100	-	0,059	-

^x Опыты выполнены Р.Г. Бадалянном при участии и под руководством автора

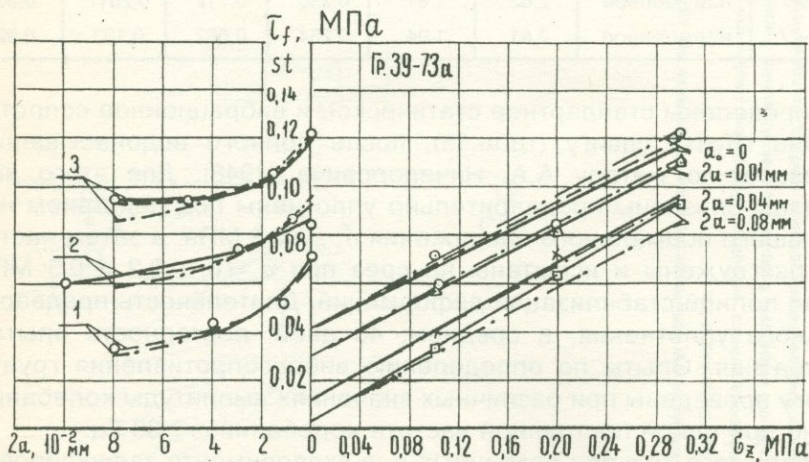


Рис.63. Графики изменяемости сопротивления сдвигу грунта 39-73.a в зависимости от амплитуды колебаний при различных значениях σ_z и диаграмма сопротивления сдвигу при различных значениях $2a$.

1 — $\sigma_z = 0,1$ МПа; 2 — $\sigma_z = 0,2$ МПа; 3 — $\sigma_z = 0,3$ МПа.

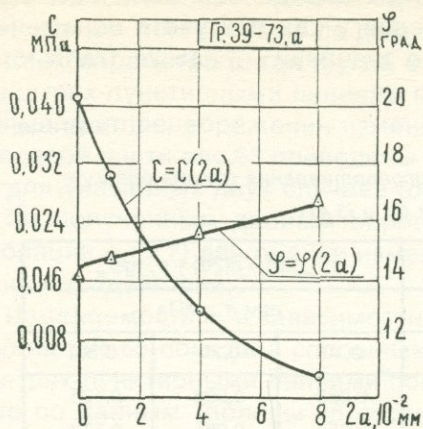


Рис.64. Кривые изменения параметров сопротивления сдвигу грунта 39-73,а, φ и c в зависимости от амплитуды крутильных колебаний ($\omega = 30$ Гц).

Параметры φ и c диаграмм сопротивления сдвигу определены методом наименьших квадратов [67, 74, 79]. Их значения приведены в таблице 14 и на графиках $c - 2a$ и $\varphi - 2a$ (рис.64).

Таблица 14

Результаты определения параметров вибросопротивления грунта сдвигу

Параметры		Амплитуды колебаний $2a, \text{мм}$				
		0	0,01	0,04	0,08	среднее
$c, \text{ МПа}$	эксперимент	0,041	0,030	0,012	0,003	-
	по (3.46)	0,041	0,030	0,012	0,003	-
φ	эксперимент	$14^{\circ}18'$	$14^{\circ}48'$	$15^{\circ}36'$	$16^{\circ}42'$	$15^{\circ}21'$
	по (3.47)	$14^{\circ}30'$	$14^{\circ}47'$	$15^{\circ}36'$	$16^{\circ}42'$	$15^{\circ}24'$

Кривые $c - 2a$ и $\varphi - 2a$ аппроксимированы следующими выражениями:

$$c(2a) = \frac{A}{B + (2a)^n} - c_k = \frac{0,00109}{0,0211 + (2a)^{1,122}} - 0,01063, \quad (3.46)$$

$$\varphi(2a) = \varphi_0 + k(2a) = 14,5^{\circ} + 27,5 \cdot (2a). \quad (3.47)$$

Параметры c и φ , вычисленные по соотношениям (3.46) и (3.47), сведены в табл.14. По этим данным определены величины стандартного сопротивления грунта сдвигу как при учете переменности угла φ , так и при среднем его значении $\varphi_m = 15^{\circ}24'$ (табл.15).

Таблица 15

Результаты определения вибросопротивления грунта сдвигу с учетом (3.46) и (3.47)

2a, мм	$\tau_{f,sl}(2a) = c(2a) + \sigma_z \operatorname{tg} \varphi(2a)$			$\tau_{f,sl}(2a) = c(2a) + \sigma_z \operatorname{tg} \varphi_m$		
	при σ_z , МПа			при σ_z , МПа		
	0,10	0,20	0,30	0,10	0,20	0,30
0	0,067	0,092	0,119	0,068	0,096	0,123
0,01	0,056	0,083	0,109	0,057	0,085	0,112
0,04	0,040	0,068	0,096	0,039	0,067	0,094
0,08	0,033	0,063	0,093	0,030	0,058	0,085

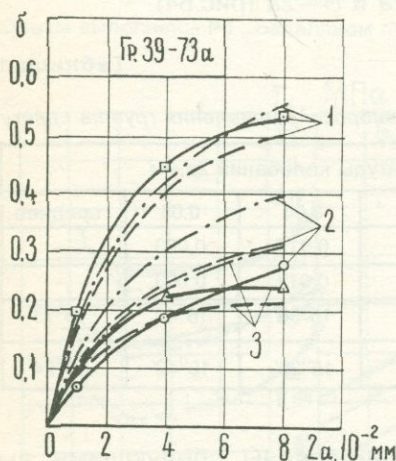


Рис.65. Изменяемость коэффициента δ_d в зависимости от амплитуды колебаний ($\omega = 30$ Гц).

1 — $\sigma_z = 0,1$ МПа, 2 — $\sigma_z = 0,2$ МПа,
3 — $\sigma_z = 0,3$ МПа

Отметим, что выражение (3.46) справедливо при $0 \leq 2a \leq 0,105$ мм, так как при $2a = 0,105$ мм, $c(2a) = 0$, а при $2a = 0$ $c(0) = 0,041 = c$. Отметим также, что для выражения изменяемости сопротивления грунта сдвигу в зависимости от амплитуды колебаний можно воспользоваться соотношениями (3.40) и (3.42).

В левой части рис.63 штриховыми линиями показаны кривые изменяемости сопротивления сдвигу испытанного грунта в зависимости от $2a$, построенные по данным табл.15 при учете изменяемости как параметра c , так и угла φ по формулам (3.46) и (3.47). Там же штрих-пунктирными линиями показаны эти же кривые, построенные при пренебрежении изменяемостью φ в зависимости от $2a$. В правой части рис.63 приведены диаграммы сопротивления сдвигу для указанных двух случаев (обозначения прежние).

По полученным данным определены коэффициенты эффекта вибрации δ_d (3.7) для оценки изменяемости τ_f вследствие вибрационных воздействий.

Изменяемость δ_d в зависимости от величины амплитуды колебаний на рис.65 показана сплошными линиями. Там же штриховыми и штрих-пунктирными линиями показаны кривые $\delta_d - 2a$, построенные по данным таблицы 15 соответственно с учетом и без учета переменности φ при вибрации.

Приведенные выше результаты опытов говорят о весьма существенном влиянии вибрации на сопротивление глинистых грунтов сдвигу. При этом установлено, что чем меньше уплотняющее напряжение, тем выше эффект вибрации. Уменьшение сопротивления грунта сдвигу происходит в основном за счет снижения параметра c , т.е. за счет потери структурной прочности. Доказательством этому может служить факт катастрофического снижения (более чем в 13 раз) величины сцепления c в результате лавинного разрушения структурных связей, которая при $2a = 0,08$ мм достигает ничтожно малой величины (табл.14). Вместе с тем угол φ , в результате вибрационных воздействий, изменяется незначительно в сторону возрастания. Увеличение φ можно объяснить некоторым уплотнением грунта в процессе вибрации и сдвига.

Для уточнения природы понижения прочности глинистых грунтов при вибрации представляет определенный интерес исследование влияния послесдвигового отдыха на сопротивление грунта сдвигу. С этой целью все образцы-близнецы грунта нарушенного сложения после определения вибросопротивления сдвигу и часового отдыха были подвергнуты повторному испытанию на срез без вибрации.

Опыты показали, что вследствие тиксотропного упрочнения-восстановления прочности между частицами и структурными элементами, имеющих водноколлоидную природу, в течение кратковременного отдыха полностью восстановилась первоначальная прочность (сопротивление сдвигу) грунта. Это очень наглядно

видно на верхней части рис.66, где показаны конечные участки кривых $\gamma_t - M_{\text{тор}}$, определенные при стандартном срезе не подвергнутых и подвергнутых вибрации образцов-близнецов под действием статического приложения крутящих моментов, после часового отдыха. Это является еще одним доказательством правильности изложенных выше соображений о природе снижения прочности (сопротивления сдвигу) глинистых грунтов при вибрации.

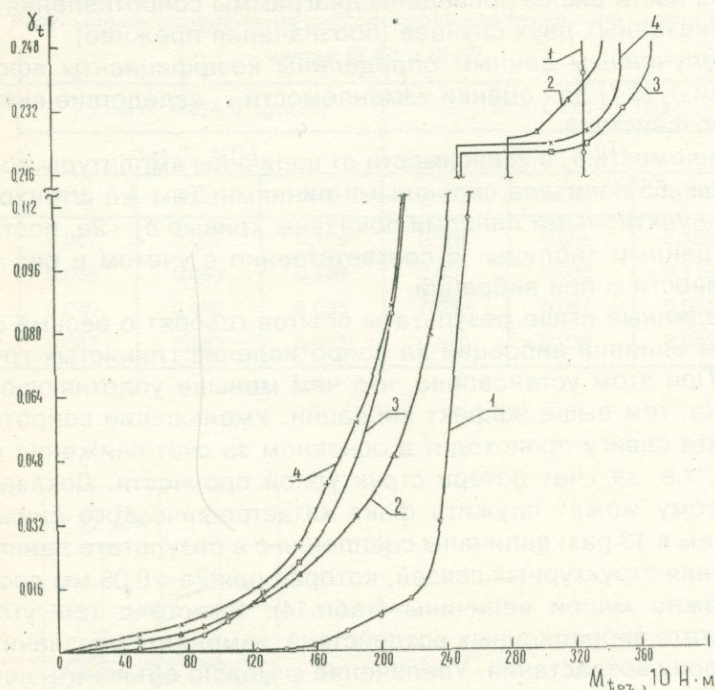


Рис.66 Кривые $\gamma_t - M_{\text{тор}}$, полученные при прямом (1) и обратном (2) после кратковременного отдыха срезе образцов грунта 39-73.

$\sigma_z = 0.3 \text{ МПа}$

Испытания того же грунта природного сложения (см.табл.12) показали, что при вибрации ($2a=0,025$ мм, $\omega \cong 30$ Гц) снижение сопротивления сдвигу обусловлено как изменением параметра c , так и угла φ (см.табл.16 и рис.67,б). Причем, если уменьшение ω находится в пределах 25%, то снижение c доходит до 60%.

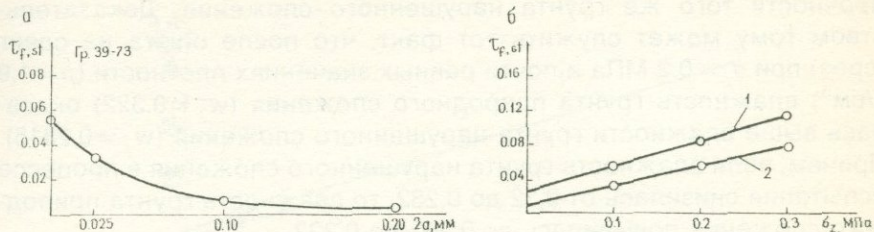


Рис.67 Кривые зависимости сопротивления сдвигу τ_f грунта 39-73 от амплитуды колебаний при $\sigma_z=0,1$ МПа (а) и диаграмма сопротивления сдвигу (б).

1— $2a=0$; 2— $2a=0,025$ мм ($\omega=30$ Гц)

Таблица 16

Параметры вибросопротивления сдвигу грунта природного сложения

Параметры сопротивления сдвигу $\tau_{f,sl}$	$2a=0$, $\omega=0$	$2a=0,025$ мм, $\omega=30$ Гц
$\operatorname{tg} \varphi$	0,281	0,221
φ	15°42'	12°30'
c , МПа	0,0274	0,0113

На рис.67 приведен график изменяемости сопротивления грунта сдвигу, построенный по данным испытания образцов-близнецов при одном значении уплотняющего давления $\sigma_z=0,1$ МПа и трех различных значениях амплитуды колебаний: $2a=0,025$; 0,1; 0,2 мм, $\omega \cong 30$ Гц. Проведено также испытание грунта при статическом приложении касательных напряжений. На рис.67,а видно, что сни-

жение сопротивления грунта сдвигу в основном реализуется в пределах $2a=0,1$ мм. Дальнейшее увеличение амплитуды колебаний сравнительно мало влияет на $\tau_{f,sl}$.

В заключение отметим, что грунт за № 39-73 природного сложения обладает небольшой набухаемостью (давление свободного набухания $\sigma_{s,0}=0,012$ МПа). Именно поэтому $\tau_{f,sl}$ несколько ниже прочности того же грунта нарушенного сложения. Доказательством тому может служить тот факт, что после опыта на сдвиг (срез) при $\sigma_z=0,2$ МПа и почти равных значениях плотности ($\rho=1,9$ г/см³) влажность грунта природного сложения ($w_f=0,322$) оказалась выше влажности грунта нарушенного сложения ($w_f=0,2815$). Причем, если влажность грунта нарушенного сложения в процессе испытания снизилась от 0,32 до 0,282, то влажность грунта природного сложения повысилась от 0,252 до 0,322.

2. На виброустановке кручения сплошных образцов М-7 определены стандартные сопротивления сдвигу трех различных глинистых грунтов—материалов ядра высокой плотины на р.Гехи (Армения), при статическом приложении крутящих моментов и дополнительном воздействии вынужденных крутильных колебаний. Грунты испытаны при оптимальной влажности w_{opt} и наибольшей плотности скелета $\rho_{d,max}$ под действием уплотняющих давлений $\sigma_z=0,2 \dots 2,0$ МПа, после полного водонасыщения. Вибросопротивление сдвигу определено при низкочастотных колебаниях ($\omega=4,1$ Гц, $a=0,11$ мм) образцов, диаметром 101 мм, высотой 24 мм, создаваемых электромагнитным вибратором.

Выбор величины частоты колебаний обусловлен тем, что такие частоты характерны для сильных местных землетрясений и соответствуют условиям района возведения плотины. Об этом говорят также амплитудно-частотные спектры акселерограмм сильных землетрясений, описанных в работе В.В. Штейнберга (1969).

Результаты определения статического и вибрационного стандартного сопротивления грунтов сдвигу приведены в табл.17 и на рис.68. Данные об основных показателях физических свойств этих грунтов записаны в табл.12.

Данные, приведенные в табл.17, полностью подтверждают справедливость полученных нами ранее результатов и говорят о том, что влияние вынужденных крутильных колебаний на сопротивление сдвигу глинистых грунтов в основном реализуется через снижение параметра c (сцепления) практически до нуля. При этом имеет место как снижение, так и некоторое небольшое увеличение угла φ . Изменение угла φ не превышает величины разброса

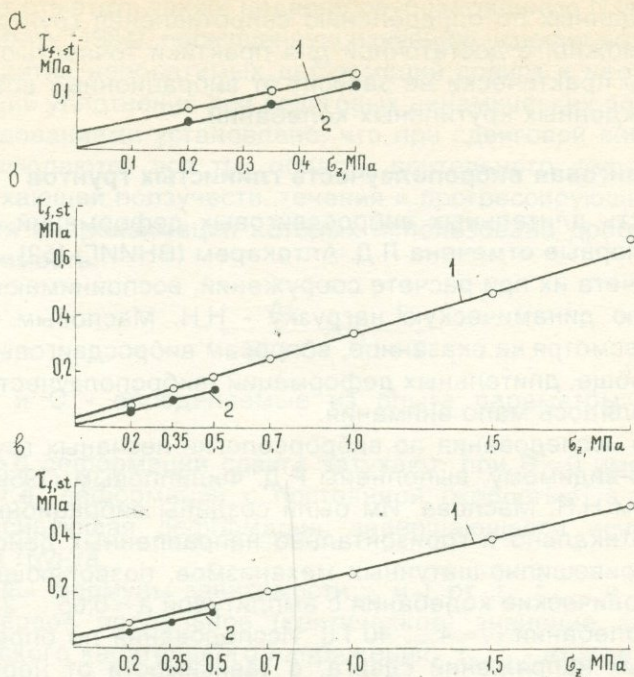


Рис.68. Диаграмма сопротивления срезу грунтовых материалов плотины на р. Гехи (Армения) при статическом (1) и вибрационном приложении крутящих моментов (2).

а - грунт 17-77; б - грунт 18-77; в - грунт 19-77

Таблица 17

Показатели физических и прочностных свойств грунтовых материалов
ядра плотины на р.Гехи

Основные показатели физических и прочностных свойств грунтов		Лабораторные №№ грунтов		
		17-77	18-77	19-77
Влажность, w		0,251	0,250	0,234
Плотность скелета $\rho_{d,max}$, г/см ³		1,57	1,53	1,57
φ	при статике	12°35'	17°00'	13°30'
	при вибрации	13°25'	14°42'	13°
c, МПа	при статике	0,031	0,031	0,040
	при вибрации	0,004	0,002	0,0106

опытных данных по определению сопротивления грунтов сдвигу. Поэтому можно, с достаточной для практики точностью, считать, что угол φ практически не зависит от вибрационных воздействий - от вынужденных крутильных колебаний.

П.4. Сдвиговая виброползучесть глинистых грунтов

Важность длительных вибросдвиговых деформаций песчаных грунтов впервые отмечена Л.Д. Аптекарем (ВНИИГ) [52], а необходимость учета их при расчете сооружений, воспринимающих горизонтальную динамическую нагрузку - Н.Н. Масловым в 1959 г. Однако, несмотря на сказанное, вопросам вибросдвиговых деформаций вообще, длительных деформаций (виброползучести) в частности, уделялось мало внимания.

Первые исследования по виброреологии песчаных грунтов при сдвиге, по-видимому, выполнены Р.Д. Филипповым (1959) под руководством Н.Н. Маслова. Им были созданы вибрационные установки вертикально и горизонтально направленных действий при помощи кривошипно-шатунных механизмов, позволяющих создавать гармонические колебания с амплитудой $a = 0,05 \dots 2,0$ мм при частоте колебаний $\omega = 4 \dots 40$ Гц. Исследования по определению продольных напряжений сдвига, в зависимости от нормального напряжения и ускорений колебаний, выполнялись методом тангенциального смещения пластинки внутри образца. Опытами было установлено, что течение песчаных грунтов при сдвиге под действием вибрационных воздействий подчиняется закону Шведова-Бингама (1,155), характеризуется пластической вязкостью η и предельным напряжением сдвига τ_{lim} .

Автором, совместно с Р.Г. Бадаляном, в 1976...1977 годах опубликовано несколько работ [9,10], посвященных исследованию сдвиговой виброползучести глинистых грунтов с учетом изменчивости их состояния под действием уплотняющих давлений, с привлечением аппарата теорий ползучести (см.гл.1).

Как и в случае определения вибросопротивления глинистых грунтов сдвигу, сдвиговая виброползучесть исследована на вибросдвиговых установках М-7 и на приборах кручения кольцевых образцов НИС Гидропроекта [67], под действием различных по величине уплотняющих давлений σ_z , при различных уровнях касательного напряжения $\tau/\tau_{f, \sigma}$ (крутящего момента $M_{кр}/M_{кр, lim}$) без вибрации и при дополнительном воздействии вынужденных крутильных колебаний. Результаты этих исследований рассматриваются ниже.

Следует отметить также недавно опубликованную П.И. Горелышевым работу (1984), посвященную изучению условия возникновения и развития необратимых деформаций сдвига и необратимых деформаций уплотнения при сдвиговых динамических воздействиях. Исследованиями установлено, что при сдвиговой виброползучести наблюдаются все три области длительного деформирования—затухающей ползучести, течения и прогрессирующих деформаций, для аппроксимаций которых использована дробно-линейная зависимость:

$$\gamma_t = \frac{At}{Bt + C} = \gamma_k \frac{t}{t + T}, \quad (3.48)$$

где A , B и C - определяемые из опыта параметры ($\gamma_k = A/B$, $T = C/B$).

При $B > 0$ деформации сдвига затухают, при $B = 0$ имеет место течение, т.е. деформация с постоянной скоростью, а при $B < 0$ - прогрессирующая деформация, завершающаяся исчерпанием прочности грунта.

Получены формулы зависимости γ_k и T от $\tilde{\tau}$, $\tilde{\tau}_{\text{lim},1}$ и $\tilde{\tau}_{\text{lim},2}$, где $\tilde{\tau}_{\text{lim},1}$ - первое предельное (критическое) значение амплитуды динамического касательного напряжения; $\tilde{\tau}_{\text{lim},2}$ - второе предельное значение амплитуды динамического касательного напряжения, соответствующее переходу грунта от затухающих деформаций к течению.

Пример определения сдвиговой виброползучести глинистого грунта

1. Определена сдвиговая виброползучесть водонасыщенного суглинка природного сложения ($\rho_s = 2,65 \text{ г/см}^3$; $\rho = 1,94 \text{ г/см}^3$; $w = 0,298$; $e = 0,761$; $I_p = 0,134$ и $S_r = 1$), предварительно уплотненного в течение 25 дней в начале под действием $\sigma_{z,0} = 0,5 \text{ МПа}$, а затем разгруженного до $\sigma_z = 0,2 \text{ МПа}$. Опыты проведены на модернизированных автором приборах НИС Гидропроекта при динамическом и статическом приложениях крутящих моментов постоянной частоты ($\omega \cong 30 \text{ Гц}$) и при различных значениях амплитуды колебаний $2a = 0,01$ и $0,06 \text{ мм}$.

Вынужденные крутильные колебания создавались миниатюрным вибратором горизонтально направленного действия (рис.62), закрепленного на верхнем подвижном диске-штампе прибора.

Перед испытанием грунта на сдвиговую ползучесть, как обычно, определены начальные значения стандартного сопротивления сдвигу по ГОСТ-у при указанных выше условиях и постоянном уплотняющем давлении $\sigma_z = 0,2$ МПа (табл.18).

Таблица 18

Предельные крутящие моменты и сопротивления сдвигу образцов суглинка

Амплитуда колебаний (2a), мм	Предельные крутящие моменты ($M_{tor,lim}$), Н.м	Стандартное сопротив- ление сдвигу ($\tau_{f,st}$), МПа
0	25,39	0,107
0,01	22,25	0,094
0,06	20,56	0,087

Испытаны на ползучесть три серии образцов-близнецов при трех различных значениях уровня крутящего момента $M_{tor}/M_{tor,lim}$ - уровня касательного напряжения $\tau/\tau_{f,st}$ (табл.19). Длительность испытания образцов-близнецов на ползучесть без вибрационных воздействий была равна 576 ч, а при вибрации -24 ч (рис.69).

Таблица 19

Условия испытания образцов-близнецов на сдвиг

2a, мм	$M_{tor}/M_{tor,lim}$	$\tau/\tau_{f,st}$	τ , МПа
0	0,3	0,374	0,040
	0,6	0,607	0,065
	0,8	0,860	0,092
0,01	0,3	0,372	0,035
	0,6	0,596	0,056
	0,8	0,851	0,080
0,06	0,3	0,379	0,033
	0,6	0,598	0,052
	0,8	0,839	0,073

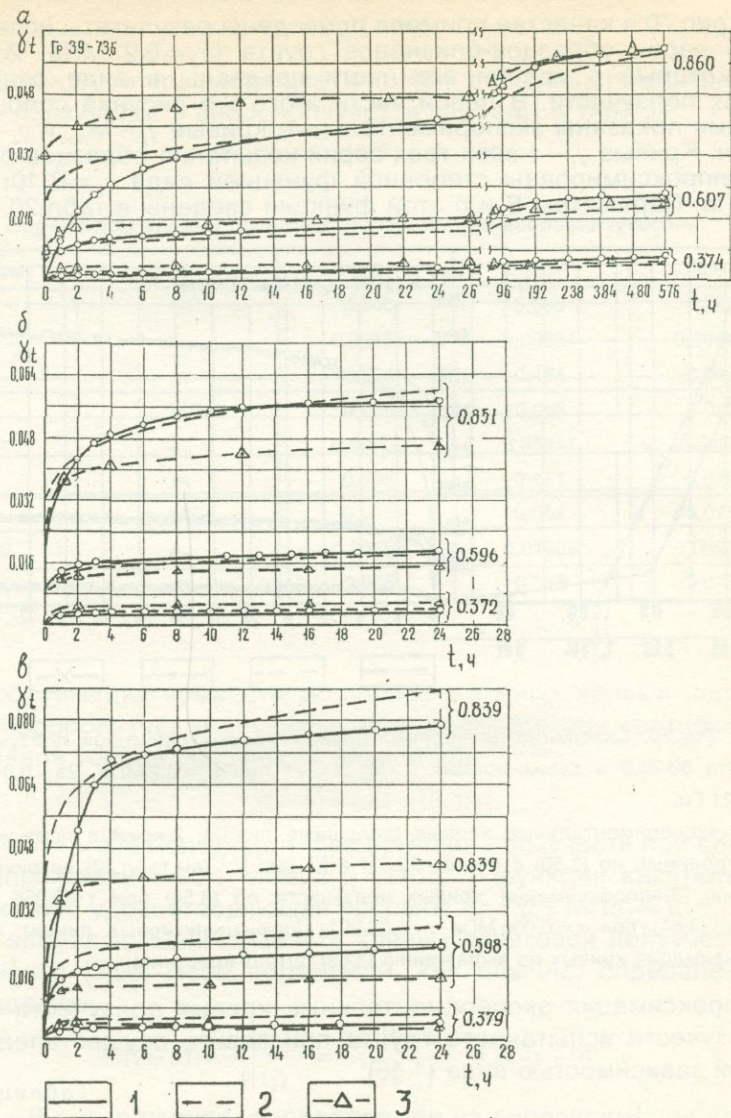


Рис.69. Семейства экспериментальных кривых сдвиговой ползучести и виброползучести грунта 39-73.6, определенные при $\sigma_z = 0.2 \text{ МПа}$ под действием различных уровней касательного напряжения $\tau/\tau_{f,н}$ (обозначены цифрами).

а — $2a = 0, \omega = 0$; б — $2-2a = 0.01 \text{ мм}, \omega = 21 \text{ Гц}$; в — $2-2a = 0.06 \text{ мм}, \omega = 21 \text{ Гц}$;

1-экспериментальные кривые; 2-кривые, построенные по выражениям (3.57); 3-кривые, построенные по выражению (3.66).

На рис.70 в качестве примера приведены результаты испытания одной серии образцов-близнецов грунта ($\sigma_z = 0,2$ МПа, $2a = 0,01$ мм), которые в правой его части показаны в виде сплошных кривых ползучести. В левой части этого же рисунка сплошными линиями показаны экспериментальные кривые $\gamma_i - M_{\text{гор}}$ и $\gamma_i - \tau$ для $t = 20$ ч. Кривые $\gamma_i - \tau$ всех трех серий испытания образцов-близнецов аппроксимированы степенной функцией вида $\gamma_i = B(10\tau)^n$, где τ в МПа. Параметры B и n этой функции сведены в табл.20.

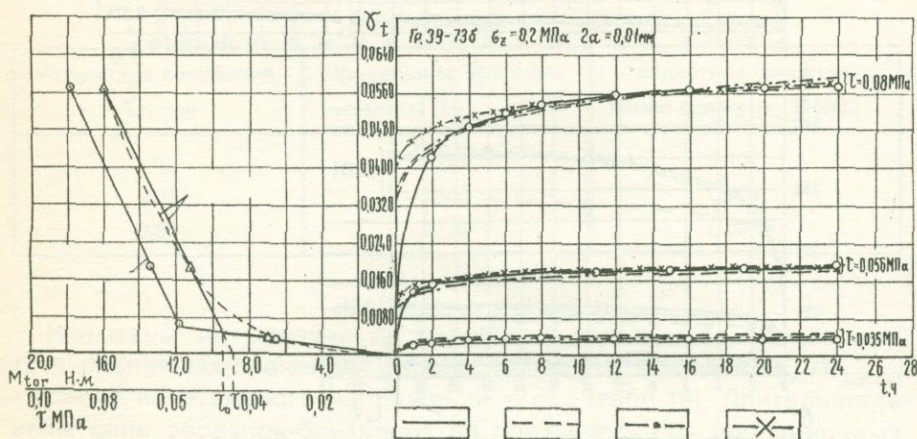


Рис.70. Семейство экспериментальных кривых сдвиговой ползучести грунта 39-73.6 и зависимостей $\gamma_i - M_{\text{гор}}$, $\gamma_i - \tau$ при $\sigma_z = 0,2$ МПа, $2a = 0,01$ мм, $\omega = 21$ Гц.

1-экспериментальные кривые (сплошные линии); 2-кривые ползучести, построенные по (3.50) с учетом (3.53) и $f(\tau) = \tau^{3,152}$ (см.табл.20) (штриховые линии); 3-аппроксимация кривых ползучести по (3.54) при $\tau = 0,035$ МПа и по (3.61) при $\tau = 0,056$ МПа и $0,08$ МПа (штрихпунктирные линии); 4-аппроксимация кривых по выражению (3.63) (штрих-крестики);

Аппроксимация экспериментальных кривых ползучести и виброползучести испытанного грунта при сдвиге осуществлена степенной зависимостью вида (1.16):

Таблица 20

Параметры зависимости касательное напряжение-деформация сдвига

2a, мм	0	0,01	0,06
B	0,05141	0,1152	0,2438
n	3,157	3,152	3,650
f(τ)	$\tau^{3,157}$	$\tau^{3,152}$	$\tau^{3,650}$

$$\dot{\gamma}_t = A_0(t-l)^m, \quad (3.49)$$

Параметры A_0 и m , входящие в (3.49), для экспериментальных кривых ползучести и виброползучести сведены в табл.21.

Таблица 21

Параметры кривых сдвиговой ползучести и виброползучести

2a, мм	$M_{tor}/M_{tor,lim}$	0,3	0,6	0,8
0	τ , МПа	0,040	0,065	0,092
	A_0	0,00134	0,00881	0,03847
	m	0,235	0,144	0,069
0,01	τ , МПа	0,035	0,056	0,080
	A_0	0,00202	0,01344	0,0462
	m	0,204	0,111	0,070
0,06	τ , МПа	0,033	0,052	0,073
	A_0	0,00186	0,01509	0,06245
	m	0,255	0,133	0,072

Аппроксимация семейств экспериментальных кривых ползучести и виброползучести осуществлена по известному соотношению нелинейной теории ползучести вида (1.25):

$$\dot{\gamma}_t(t-l) = \omega(t-l) \cdot f(\tau), \quad (3.50)$$

где $\omega(t-l)$ - мера ползучести, деформация ползучести при единичном напряжении $\tau=0,1$ МПа; $f(\tau)=(10\tau)^n$ - функция касательного напряжения, удовлетворяющая условию $f(\tau=0,1 \text{ МПа})=1$.

При аппроксимации семейств кривых сдвиговой ползучести по выражению (3.50) мера ползучести, как обычно, определена из соотношения

$$\omega(t-l) = \frac{\dot{\gamma}_t(t-l)}{f(\tau_k)} = \frac{A_0 \cdot (t-l)^m}{(10\tau_k)^n} = A \cdot (t-l)^m, \quad (3.51)$$

где $\dot{\gamma}_t(t-l)$ - выражение, определяемое из аппроксимации кривой ползучести при $\tau=\tau_k$; $f(\tau_k)=(10\tau_k)^n$ - функция касательного напряжения при том же $\tau=\tau_k$.

Во всех трех случаях для определения мер ползучести и виброползучести по выражению (3.51) в качестве исходной использованы экспериментальные кривые ползучести, полученные при $M_{tor}/M_{tor,lim} \approx 0,6$ (табл.21).

Для мер ползучести и виброползучести получены выражения вида (3.51):

$$\omega(t-\theta, a=0) = \frac{0,00881 \cdot (t-\theta)^{0,144}}{(10 \cdot 0,065)^{3,157}} = 0,03433 \cdot (t-\theta)^{0,144}, \quad (3.52)$$

$$\omega(t-\theta, 2a=0,01 \text{ мм}) = 0,08358 \cdot (t-\theta)^{0,111}, \quad (3.53)$$

$$\omega(t-\theta, 2a=0,06 \text{ мм}) = 0,16416 \cdot (t-\theta)^{0,133}. \quad (3.54)$$

Результаты аппроксимации семейства экспериментальных кривых сдвиговой ползучести, приведенного на рис.70, по соотношению (3.50), с учетом (3.53) и $f(\tau) = \tau^{3,152}$ (табл.20), показаны штриховыми линиями.

Кривые мер ползучести, построенные по выражениям (3.52)...(3.54) в правой части рис.71 показаны сплошными линиями. В левой части этого же рисунка сплошной линией показана кривая зависимости $A-2a$, которая аппроксимирована следующим соотношением:

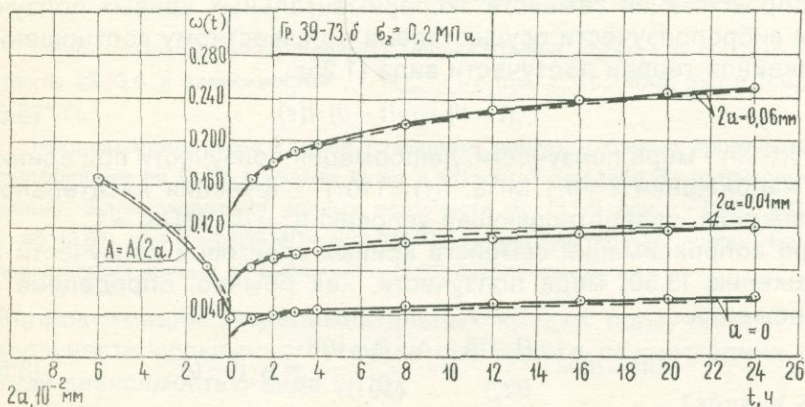


Рис.71. Семейство кривых меры сдвиговой ползучести грунта 39-73,6 построенное по выражениям (3.52)...(3.54), кривая зависимости $A-2a$ (сплошные линии), аппроксимация последней по (3.55), а кривых ползучести - по (3.56) с учетом (3.55) (штриховые линии).

$$A(2a) = \omega_0 + B_0 \cdot (2a)^{n_1} = 0,03433 + 0,5949(2a)^{0,541}. \quad (3.55)$$

Используя усредненные значения $m_m = 0,129$, получили следующее общее выражение меры ползучести, учитывающее влияние вибрации на сдвиговую ползучесть грунта при $\tau = 0,1$ МПа:

$$\omega(t - \theta, 2a) = A(2a)(t - \theta)^{m_m} = [0,03433 + 0,5949(2a)^{0,541}](t - \theta)^{0,129}. \quad (3.56)$$

Кривые мер ползучести и зависимости $A - 2a$, построенные по выражениям (3.56) и (3.55) на рис.71, показаны штриховыми линиями.

Учитывая достаточную близость параметра n для всех трех серий опытов (табл.20) и используя его среднее значение $n_m = 3,32$, выражение (3.50), с учетом вибрационных воздействий, можно записать в следующем окончательном виде:

$$\gamma_t(t - \theta, 2a) = [0,03433 + 0,5949(2a)^{0,541}](t - \theta)^{3,320}(10\tau)^{3,32}. \quad (3.57)$$

Кривые, построенные по выражению (3.57), на рис.69 показаны штриховыми линиями. На рис.69 видно, что все три семейства экспериментальных кривых ползучести и виброползучести аппроксимированы удовлетворительно.

В целях сравнения, выполнена аппроксимация приведенных на рис.69 семейств кривых, исходя из отдельного рассмотрения двух линейных областей деформирования - исходя из представления кривой зависимости $\gamma_t - \tau$ (рис.70) в виде ломаной [60]. Для определения меры ползучести и виброползучести первой линейной области деформирования $\omega(t - \theta)$ за исходную принята экспериментальная кривая, соответствующая уровню $M_{tor}/M_{tor,lim} = 0,3$ ($\tau = 0,035$ МПа), а для второй области - в одном случае использована кривая при $M_{tor}/M_{tor,lim} = 0,6$ ($\tau = 0,056$ МПа), а в другом $M_{tor}/M_{tor,lim} = 0,8$ ($\tau = 0,08$ МПа).

Для примера, приведенного на рис.70, получено следующее выражение для $\omega^I(t - \theta)$:

$$\omega^I(t - \theta) = \frac{A_0 \cdot (t - \theta)^m}{10\tau} = \frac{0,00202 \cdot (t - \theta)^{0,204}}{0,35} = 0,00577(t - \theta)^{0,204}, \quad (3.58)$$

а выражение (3.50) записано в виде:

$$\gamma_t^I(t - \theta) = 0,00577 \cdot (t - \theta)^{0,204} \cdot (10\tau). \quad (3.59)$$

Для второй области линейного деформирования (при использовании кривой ползучести при $M_{tor}/M_{tor,lim}=0,6$) получено:

$$\omega_1^{II}(t-l) = \frac{A_0 \cdot (t-l)^m}{10\tau - 10\tau'} = \frac{0,01344(t-l)^{0,111}}{0,56 - 0,445} = 0,11678 \cdot (t-l)^{0,111}, \quad (3.60)$$

$$\gamma_{1,1}^{II}(t-l) = 0,11678 \cdot (t-l)^{0,111} \cdot (10\tau - 10\tau'), \quad (3.61)$$

а при использовании кривой, определенной при $M_{tor}/M_{tor,lim}=0,8$:

$$\omega_2^{II}(t-l) = 0,13014 \cdot (t-l)^{0,07} \quad (3.62)$$

$$\gamma_{1,2}^{II}(t-l) = 0,13014 \cdot (t-l)^{0,07} \cdot (10\tau - 10\tau'). \quad (3.63)$$

Кривая, построенная по выражению (3.59) для $\tau=0,035$ МПа, совпадает с экспериментальной кривой (рис.70). Кривые, построенные по выражению (3.61) для $\tau=0,056$ и $0,08$ МПа, в правой части рис.70 показаны штрихпунктирными линиями, а по (3.63)-штрих-крестиками.

Как видно на рис.70, результаты аппроксимаций экспериментальных кривых сдвиговой виброползучести, выполненные с одной стороны соотношением (3.57), а с другой-(3.59), (3.61) и (3.63), практически не отличаются друг от друга. Поэтому все они могут быть использованы для решения конкретных задач.

Из изложенного выше следует также, что вибрационное воздействие оказывает существенное влияние на сдвиговую ползучесть глинистого грунта. Причем можно в первом приближении принять, что это влияние в основном реализуется через параметр A выражения (3.51).

2. Опытами установлено, что параметр нелинейности деформаций сдвиговой ползучести n (см.табл.20) практически не зависит от величины амплитуды колебаний a). Установлена также независимость параметра ползучести m , входящего в выражение (3.49), от амплитуды колебаний при одном и том же уровне касательного напряжения $\tau/\tau_{f,sl}$ (см.рис.22). Что же касается параметра A_0 того же выражения, то с точностью до разброса опытных данных также можно считать, что при одинаковых $\tau/\tau_{f,sl}$ не зависит от амплитуды колебаний a (см.табл.22).

При учете отмеченных выше закономерностей деформаций сдвиговой виброползучести можно, с одной стороны, сильно упростить запись реологического уравнения состояния глинистых грун-

Таблица параметров ползучести и виброползучести грунта

2a, мм	$\frac{M_{tor}}{M_{tor,lim}}$	$\frac{\tau}{\tau_{f,st}}$	τ , МПа	A_0	$A_{0,m}$	m	m_m
0		0,374	0,04	0,00134		0,235	
0,01	0,3	0,372	0,035	0,00202	0,00174	0,204	0,231
0,06		0,379	0,033	0,00186		0,255	
0		0,607	0,065	(0,00881)		0,144	
0,01	0,6	0,596	0,056	0,01344	0,01430	0,111	0,129
0,06		0,598	0,052	0,01509		0,133	
0		0,860	0,092	0,03847		0,069	
0,01	0,8	0,851	0,080	0,04620	0,04900	0,070	0,070
0,06		0,839	0,073	0,06245		0,072	

тов при виброползучести, а с другой - уменьшить объем экспериментальных исследований, необходимый для определения параметров, входящих в это уравнение.

Эти результаты весьма сходны с результатами, полученными ранее автором [68] и подтвержденными его работами, выполненными совместно с Р.Г. Бадаляном. Автором книги [68,79] установлено, что показатель степени n функции напряжения не зависит от состояния грунта, а при одних и тех же уровнях касательного напряжения $\tau/\tau_{f,st}$ от состояния грунта не зависят параметры A_0 и m , входящие в выражение (3.49).

На основании изложенного выше, уравнение состояния сдвиговой ползучести и виброползучести можно представить в виде обобщенного уравнения ползучести глинистых грунтов при простом сдвиге [68, 79] (1.161):

$$\dot{\gamma}_t(t - 0, 2a) = \omega_t(t - 0, 2a = 0) \cdot f\left[\frac{\tau}{\tau_{f,st}(2a)}\right] = A \cdot (t - 0)^m \left[\frac{\tau}{\tau_{f,st}(2a)}\right]^n, \quad (3.64)$$

где $\omega_t(t - 0, 2a = 0)$ - мера статической ползучести простого сдвига грунта при единичном уровне касательного напряжения $\tau/\tau_{f,st} = 1$; $f(\tau/\tau_{f,st})$ - функция уровня касательного напряжения; A , m , n - параметры, методы определения которых подробно изложены в [79].

Поскольку зависимость $\tau_{f,st}$ от $2a$ (рис.67,а) хорошо аппроксимируется функцией вида:

$$\tau_{f,st} = \tau_x + \frac{A'}{B' + 2a}, \quad (3.65)$$

то выражение (3.64), с учетом (3.65), записывается в следующем виде:

$$\gamma_t(t-l, 2a) = A \cdot (t-l)^m \left[\frac{\tau}{\tau_x + \frac{A'}{B' + 2a}} \right]^n. \quad (3.66)$$

Нетрудно видеть, что по выражению (3.66) можно аппроксимировать кривые всех семейств сдвиговой ползучести и виброползучести.

Из семейства экспериментальных кривых сдвиговой ползучести, определенного при статическом приложении крутящих моментов (рис.69,а), получены параметры, входящие в (3.66): $A=0,06194$, $m=0,069$, $n=3,157$, $\tau_x=0,085$ МПа, $A'=0,00154$, $B'=0,007$, и осуществлена аппроксимация всех трех семейств экспериментальных кривых длительного виброуплотнения, которые на рис.69 показаны штрих-треугольниками.

Из рис.69, во-первых, следует, что выражение (3.66) несколько хуже аппроксимирует семейства экспериментальных кривых, чем (3.57). Во-вторых, аппроксимацию указанных семейств по выражению (3.66), за исключением одной кривой виброползучести ($2a=0,06$ мм, $\tau/\tau_{f,st}=0,839$), можно считать удовлетворительной, поскольку расхождение между опытными и аппроксимирующими кривыми находится в пределах точности эксперимента ($\pm 10\%$). Кривая, определенная при $2a=0,06$ мм, $\tau/\tau_{f,st}=0,839$, является грубо ошибочной, выпадающей из общей закономерности деформирования грунта при сдвиге.

На основании сказанного выше можно заключить, что для определения параметров сдвиговой ползучести в данном его состоянии ($\sigma_z = \text{const}$) при вибрационных воздействиях достаточно иметь одно семейство экспериментальных кривых статической ползучести ($a=0$, $\omega_l=0$) и диаграмму изменяемости сопротивления грунта сдвигу в зависимости от амплитуды колебаний ($\tau_{f,st}-2a$). Иначе говоря, использование предложенного метода определения параметров виброползучести глинистых грунтов при простом сдвиге существенно сокращает объем экспериментальных работ и избавляет исследователей от необходимости непосредственного опре-

деления кривых виброползучести, которое связано со значительными техническими трудностями. Это, в свою очередь, подтверждает применимость обобщенного закона сдвиговой ползучести (1.161) к описанию сдвиговой виброползучести глинистых грунтов.

РЕОЛОГИЧЕСКИЕ СВОЙСТВА ПРОСАДОЧНЫХ ГРУНТОВ

П.1. Введение

Маловлажные, недоуплотненные и водонеустойчивые глинистые грунты, называемые **просадочными** [1, 42], наиболее яркими представителями которых являются лессы и лессовидные суглинки, имеют широкое распространение в природе. Они занимают более 2,5 % суши земного шара, примерно 35 % европейской и 70 % азиатской частей СССР [92]. Лессы и лессовидные грунты четвертичного возраста в Китае занимают более 35000 км². В районах Цючжоутой, Ланьчжоу отмечена наибольшая в мире их мощность, равная 300 м. Установлено, что просадки происходят в лессах, содержащих в порах воздух и имеющих малую динамическую прочность порядка 0,02-0,05 МПа.

Отличительным свойством просадочных грунтов от других глинистых грунтов является доуплотнение при увлажнении под действием собственного веса и веса возведенных на них сооружений, названное Н.Я. Денисовым [23] соответственно **просадкой** и **дополнительной осадкой**.

Характерной особенностью лессов («lössen» по немецкии означает «растворяться») является то, что в них преобладают частицы пыли (до 65 %), имеют высокую пористость (46-52 %), а некоторые из них - крупные поры (макропоры) в виде цилиндрических трубок с диаметром 0,5-2 мм, иногда и до 5 мм. К этим грунтам относятся похожие на них своими свойствами **лессовидные суглинки**. Если в типичных лессах полностью отсутствуют частицы песка крупнее 0,25 мм, то в лессовидных суглинках имеются включения крупнозернистого песка и гальки [23].

Лёссы и лессовидные суглинки - лессовые породы по Н.Я. Денисову, содержат растворимые в воде соли (SO_4 , CaCO_3). Плотность твердых частиц этих грунтов колеблется в пределах 2,6-2,75 г/см³ (наименьшее значение 2,52 г/см³, наибольшее 2,84 г/см³). Их плотность, в зависимости от минерального состава, изменяется в пределах $\rho = 1,33$ -2,03 г/см³.

По данным Н.Я. Денисова [23], величина нижнего предела пластичности лёсса Терско-Кумских степей не превышает $w_p = 0,25$... 0,27, а число пластичности $I_p = 0,01$... 0,05. Для лессов Украины

$w_p = 0,25 \dots 0,30$, $I_p = 0,005 \dots 0,12$. Влажность на нижнем пределе текучести лёссовых грунтов изменяется в пределах $0,25 \dots 0,38$, $I_p = 0,10 \dots 0,15$ и более. Природная влажность этих грунтов очень невелика, а пористость по глубине толщи изменяется незначительно.

Вопросы происхождения лёссовых грунтов давно являются предметом исследования ученых геологов. Существует обширная литература по этому вопросу [1,23,41,42,92]. Поскольку обсуждение этого вопроса выходит за рамки настоящей книги, то мы на нем останавливаться не будем. Мы не будем затрагивать и вопросы истории их исследования как материала, основания и среды грунтовых и других инженерных сооружений. Отметим только, что первые исследования свойств просадочных лёссовых грунтов были выполнены в СССР в 1928 г. В.А. Пышкиным, а в дальнейшем многими другими специалистами [1, 23]. Поэтому приоритет исследования просадочности и других свойств, связанных с этим явлением, принадлежит нашей стране.

О структуре, природе просадки и дополнительного уплотнения просадочных грунтов при увлажнении. Прочностные и деформационные свойства просадочных грунтов, при всех равных условиях, обусловлены их влажностью - количеством содержания связанной, капиллярной и свободной (гравитационной) воды.

В пределах небольшой влажности, не превышающей влажность при нижнем пределе пластичности, когда в лёссовых грунтах преобладает связанная (отчасти и капиллярная) вода, они достаточно прочны и обладают всеми свойствами твердых тел. Их высокая прочность обусловлена высокой структурной прочностью, которая проявляется как в виде сил молекулярного взаимодействия частиц с образованием **тиксотропно-коагуляционной структуры**, так и цементационными связями, образовавшимися в результате выпадения в осадок, и кристаллизации простых солей с образованием **кристаллизационно-конденсационной структуры** (П.А. Ребиндер, 1956).

Характерными свойствами для тиксотропно-коагуляционных структур являются пластические деформации и ползучесть, а для конденсационно-кристаллических структур - жесткость, хрупкость, упругость. В первом случае, по Н.Я. Денисову [24], между частицами грунта действуют связи типа первичного сцепления, а во втором случае - сцепления упрочнения.

Существует много гипотез о природе просадки и дополнительного уплотнения просадочных грунтов при увлажнении. Одной из

наиболее обоснованной из них является гипотеза Н.Я. Денисова [24], согласно которой просадка и дополнительная деформация уплотнения этих грунтов обусловлены изменением неводостойкого сцепления упрочнения, связанного с цементацией такими веществами, как каменная соль, гипс, углекислая известь. Под действием увлажнения, т.е. повышения природной влажности, проявляется расклинивающее действие тонких слоев воды [28] - адсорбционное понижение прочности материала по П.А. Ребиндеру [100], растворение во времени межчастичного и межагрегатного цемента, представленного в виде труднорастворимых, среднерастворимых и легкорастворимых солей. Это способствует размягчению структуры, существенному снижению ее прочности и доуплотнению грунта под действием собственного веса и внешнего давления, до достижения **нормально уплотненного состояния**, когда между давлением и плотностью наступает истинное соответствие (Н.Я. Денисов, 1972).

Кроме изложенных выше факторов, определяющими просадку и дополнительное уплотнение лёссовых грунтов могут служить суффозионные и иллювиальные процессы. Однако, они возможны только после устранения сцепления упрочнения грунта. К грунтам, в которых суффозионные процессы играют решающую роль в их провальных просадках и дополнительных осадках даже при незначительном повышении природной влажности, относятся широко распространенные в Армении белоземы.

Типы просадочных грунтов и оценка просадочности

По скорости протекания просадки при замачивании лёссовых грунтов Ф.Л. Андрухин (1937) выделил три типа просадок: 1) просадка проявляется сейчас же после замачивания, 2) просадка проявляется через определенное время после замачивания, 3) просадка протекает в длительное время после смачивания грунтов. Причем длительность процесса просадки зависит от водостойкости сцепления упрочнения - от степени растворимости содержащих в грунте солей.

В зависимости от проявления просадочных явлений при замачивании грунтов в природных условиях под действием собственного веса они, согласно СНиП II-15-79, подразделяются на два типа: I и II. К первому типу относятся грунты, которые при замачивании практически не проседают - просадка толщи не превышает 5 см, а ко второму типу относятся те грунты, просадка которых больше

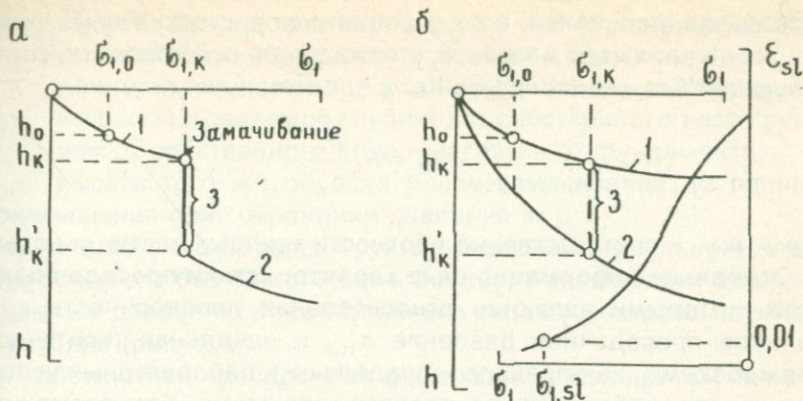


Рис. 72. Схемы определения просадочных деформации грунтов методами одной (а), двух (б) кривых и кривая $\epsilon_{sl} - \sigma_1$.

1-деформация грунта природной влажности; 2-деформация замоченного грунта; 3-просадочная деформация.

$\sigma_{1,sl}$ - просадочное давление ($\epsilon_{sl}=0,01$)

5 см. Тип просадочности определяют как по формуле расчета осадки грунтовой толщи под действием собственного веса, так и в полевых условиях - опытным непрерывным замачиванием котлована, размерами сторон не менее 20×20 м, до полной стабилизации деформаций при постоянном уровне воды 0,3...0,5 м.

Согласно СНиП II-15-79, к просадочным относятся глинистые грунты, которые при замачивании под действием внешней нагрузки $\sigma_{1,k}$ или собственного веса дают дополнительную осадку (рис.72,а). При предварительной оценке к просадочным относят лёссы и лёссовидные грунты, а также некоторые виды покровных глинистых грунтов, со степенью влажности $S_r < 0,8$, для которых величина показателя П.

$$П = \frac{e_L - e}{1 + e} \quad (4.1)$$

меньше значений, приведенных в табл.23.

Таблица 23

Таблица показателя П

Число пластичности I_p	$0,01 \leq I_p < 0,1$	$0,1 \leq I_p < 0,14$	$0,14 \leq I_p < 0,22$
Показатель П	0,1	0,17	0,24

В выражении (4.1) e - коэффициент пористости грунта природного сложения и влажности, e_L - коэффициент пористости, соответствующий влажности грунта на пределе текучести w_L :

$$e_L = w_L \frac{\rho_s}{\rho_w} \quad (4.2)$$

где ρ_s и ρ_w - соответственно плотности твердых частиц и воды.

Основные деформационные характеристики просадочных грунтов, которыми являются относительная просадочность ε_{sl} , начальное просадочное давление $\sigma_{1,sl}$ и начальная (критическая) влажность w_{sl} , как правило, определяют в лабораторных условиях при сжатии образцов природного сложения без возможности бокового расширения. Для их определения применяют методы одной и двух компрессионных кривых, а также комбинированный метод [42].

По методу одной компрессионной кривой (рис.72,а) определяют абсолютную величину просадки - дополнительного уплотнения $\Delta h_{sl,k}$ и относительную просадочность $\varepsilon_{sl,k}$ грунта при его замачивании под действием данного уплотняющего давления $\sigma_{1,k}$. Для этого образец грунта природного сложения уплотняют до данного значения уплотняющего давления $\sigma_{1,k}$ по обычной методике компрессионного испытания при природной влажности w_0 - без замачивания (кривая 1 на рис.72,а). Затем осуществляется непрерывное замачивание образца при восходящем потоке воды, с градиентом напора 1,0...1,1, под действием той же нагрузки $\sigma_{1,k}$, до полного водонасыщения и стабилизации деформаций дополнительного уплотнения. Продолжительность водонасыщения для супесей должна быть не менее трех часов, а для суглинков - шести часов. После этого опыт продолжается при непрерывном восходящем потоке воды, под действием ступенчато-возрастающих давлений (кривая 2 на рис.72,а).

В процессе опыта фиксируют деформации образцов индикаторами часового типа и строят кривую компрессионного уплотнения, показанную на рис.72,а.

Относительную просадочность грунта при данном уплотняющем давлении $\sigma_{1,k}$ определяют по следующему соотношению:

$$\varepsilon_{sl,k} = \frac{h_k - h_{k,sat}}{h_g} = \frac{\Delta h_{sl,k}}{h_g} \quad (4.3)$$

где h_k - высота образца грунта природной (начальной) влажности, обжатого без возможности бокового расширения под заданным давлением $\sigma_{1,k}$, равным давлению, действующему на рассматриваемой глубине, от собственного веса грунта или от собственного веса и нагрузки от фундамента;

$h_{k,sl}$ - высота того же образца после замачивания до полного водонасыщения при сохранении давления $\sigma_{1,k}$,

h_g - высота того же образца грунта природной (начальной) влажности, обжатого без возможности бокового расширения давлением, равным давлению от собственного веса $\sigma_{1,0}$ на рассматриваемой глубине (рис.72,а);

$\Delta h_{sl,k}$ - абсолютная просадочная деформация образца при замачивании под действием $\sigma_{1,k}$ (отрезок кривой 3 на рис.72,а).

Для определения характеристик деформирования просадочных грунтов по методу двух компрессионных кривых параллельно испытывают два образца-близнеца. Один из них испытывают при природной влажности, а второй - после полного водонасыщения. Условие и длительность водонасыщения прежние (см. выше). Указанные образцы-близнецы не должны отличаться друг от друга по плотности более чем на $0,03 \text{ г/см}^3$, а по влажности - 2% (0,02 части единицы).

По двум компрессионным кривым (рис.72,б) определяют абсолютные значения дополнительного уплотнения Δh_{sl} и относительной просадочности e_{sl} при различных значениях уплотняющего давления σ_1 . Абсолютные значения дополнительного уплотнения грунта определяют как разность ординат двух компрессионных кривых $\Delta h_{sl} = h_k - h_{k,sl}$, а относительную просадочность e_{sl} - по выражению (4.3). По полученным из опыта данным строят кривую зависимости $e_{sl} - \sigma_1$ (рис.72,б) и определяют величину начального просадочного давления $\sigma_{1,sl}$, которая соответствует относительной просадочности $e_{sl} = 0,01$. При этом считается, что при напряжениях ниже величины начального просадочного давления $\sigma_1 < \sigma_{1,sl}$ грунты, практически, не проявляют просадочности.

Величина начального просадочного давления зависит от природных свойств грунтов и изменяется в достаточно широких пределах: $\sigma_{1,sl} = 0,02 \dots 0,2 \text{ МПа}$. В.И. Крутов [42] рекомендует определять начальное просадочное давление не только в лабораториях, но и в полевых условиях.

При компрессионных испытаниях просадочных грунтов величину ступени уплотняющего давления принимают равной $0,05 \text{ МПа}$. При испытании по методу одной кривой и когда $\sigma_1 < 0,15 \text{ МПа}$

величину ступени уплотняющего давления принимают равной 0,025 МПа. Как и в обычных компрессионных опытах [67], ступень уплотняющего давления прикладывают к образцу после условной стабилизации деформаций от действия предыдущей ступени - когда в течение трех часов деформации не превышают 0,01 мм.

Определение относительной просадочности грунтов методом одной компрессионной кривой достаточно точно отражает их поведение под фундаментами сооружений, но плохо отражает поведение увлажненного грунта под нагрузкой. Причем, для оценки просадочности грунта в широких пределах изменяемости уплотняющего давления в первом случае требуется испытать значительно большее количество образцов-близнецов, чем во втором случае. Вместе с тем в литературе имеются данные, согласно которым в некоторых регионах СССР эти оба метода дают одинаковые результаты.

Методы изготовления (вырезки) образцов-близнецов, их подготовка к испытанию, осуществление последнего и обработка опытных данных обычные и подробно изложены в [74, 79]. Отметим только, что для получения достоверных данных о деформационных свойствах маловлажных просадочных грунтов твердой консистенции с учетом изменяемости их влажности, наряду с большой тщательностью обработки торцевых поверхностей образцов, необходимо определить силы трения, возникающие между их боковой поверхностью и стенкой рабочего кольца компрессионного прибора [79]. Эти силы, возникающие при испытании маловлажных просадочных грунтов, значительны, и их учет является обязательным.

Вопрос об указанных выше силах трения был рассмотрен В.И. Крутовым (1986). По ранее использованной нами методике [60, 74, 79] В.И. Крутов определил зависимость сил трения от различных факторов (влажности, консистенции, плотности грунта и высоты образца) и получил результаты, совпадающие с результатами аналогичных исследований автора [60, 79]. Он пришел к выводу, что для получения достоверных данных об относительной просадочности ε_{sl} следует испытать образцы высотой $h = 15$ мм, при их диаметре $d = 87$ мм ($d/h = 5,8$). Мы с этим выводом никак не можем согласиться по той простой причине, что при такой высоте образцов маловлажных грунтов твердой консистенции влияния нарушения структуры при их изготовлении и бокового трения весьма существенны, и ими пренебрегать нельзя. Они должны быть учтены по известным методам [79].

В.И. Крутов в своей работе, к сожалению, не указывает ни на одну работу, посвященную этой проблеме, хотя до него этот вопрос был достаточно хорошо исследован и практически решен.

Просадочные грунты, как и все другие разновидности глинистых грунтов, обладают свойством длительного деформирования - **свойством ползучести**, которое проявляется как при деформациях объема, так и формы (сдвига). Длительная объемная деформация просадочных грунтов в условиях сохранения природной влажности (без замачивания), обусловлена только ползучестью скелета, и поэтому она не зависит от масштабного фактора и протекает точно так, как у других твердых тел. Природа длительного уплотнения водонасыщенных грунтов значительно сложна. В этом случае длительность процесса, как обычно, зависит как от ползучести скелета, так и от фактора фильтрации - скорости отжатия из пор грунта воды, а задача уплотнения решается на основании совместного рассмотрения задач теории фильтрации и ползучести скелета грунтов.

Предметом рассмотрения этой главы книги являются вопросы исследования ползучести скелета и прочности (сопротивления сдвигу) просадочных грунтов с учетом изменяемости их влажности и ряда других факторов.

П.2. Компрессионная ползучесть просадочных грунтов

Как было отмечено выше, просадка и дополнительное уплотнение маловлажных и просадочных глинистых грунтов при их увлажнении оценивается коэффициентом относительной просадочности. При такой оценке просадочных свойств не учитывается влияние фактора времени и изменяемости влажности в процессе деформирования грунтов. Поскольку уплотнение указанных грунтов является длительным процессом, обусловленным как величиной и длительностью действия уплотняющих давлений, так и изменяемостью во времени их влажности, то нельзя не считаться с этими факторами при расчете деформаций оснований по второму предельному состоянию - по деформациям. Очевидно, что при этом просадку и дополнительное уплотнение следует рассмотреть не отдельно от деформаций грунта природной влажности, а как единый процесс, обусловленный изменяемостью во времени как напряженного состояния, так и влажности в пределах от природного полного водонасыщения w_{sat} .

Протекание во времени деформаций маловлажных и просадочных грунтов при природной (начальной) влажности и замачивании под действием веса вышележащих слоев пород и веса сооружения рассмотрено во многих работах, посвященных лабораторному исследованию этих деформаций и длительным наблюдениям за осадками самых различных инженерных сооружений. В этих работах в подавляющем большинстве случаев протекающие во времени деформации просадочных и маловлажных грунтов изучались с целью установления процесса их стабилизации и определения конечных значений. Деформации просадочных грунтов (лессов) во времени, как реологическое явление, по-видимому, впервые были исследованы Тан Тьенг-ки в 1959 г. Он провел лабораторные исследования ползучести лессов Китая при одномерном уплотнении образцов продолжительностью до 70 дней. Образцы природной влажности были испытаны под действием возрастающих степенями $\sigma_1 = 0,1$ МПа нормальных напряжений до 0,4 МПа. Для описания процесса ползучести лессов были применены физические уравнения теории наследственности ползучести (1.61) Л. Больцмана. В качестве ядра интегрального уравнения $K(t-v)$ была использована экспоненциальная $K(t-\theta) = \sum_{i=1}^n C_i \exp[-(t-\theta)/t_i]$ и степенная (1.64) функции. Здесь t_i время релаксации напряжений [133].

Были исследованы также закономерности ползучести простого сдвига и релаксации напряжений при одноосном сжатии цилиндрических образцов лессов. Для определения процесса релаксации напряжений при переменной относительной деформации было использовано уравнение вида (1.66). Уплотнение водонасыщенных лессовых грунтов во времени было рассмотрено как вопрос теории консолидации с учетом ползучести скелета — вторичного временного эффекта [79]. Длительная деформация сооружений под действием постоянного напряжения, основанных на лессовых породах с одинаковой исходной плотностью при природной влажности $w = w_0$, а также в состояниях частичного увлажнения $w_0 < w_m < w_{sat}$, полного водонасыщения $w = w_{sat}$ до начала строительства и при ступенчатом росте во времени влажности $w = w_0$, w_m и w_{sat} , рассмотрена Н.Н. Масловым и М.Ф. Котовым [53, 56]. Результаты этих опытов представлены в виде одного семейства кривых ползучести. Авторами установлено, что деформация лёссовой породы, независимо от степени увлаженности, является длительно протекающим процессом. Установлено также, что при сту-

пенчатом возрастании влажности грунта во времени кривая ползучести в пределах одинаковых значений влажности совпадает с кривыми, определенными при тех же значениях постоянной влажности.

На первом Всесоюзном симпозиуме по реологии грунтов (Дилижан, 1972) автор доложил свои соображения об учете изменяемости влажности маловлажных и просадочных грунтов при их компрессионной ползучести и предложил физические соотношения, описывающие этот процесс, исходя из основных положений теорий старения и наследственности деформаций ползучести в интерпретации Г.Н. Маслова-Н.Х. Арутюняна (см.гл.1), без учета старения материала [64]. В дальнейшем автор, совместно с Р.Г. Бадалян и Р.П. Малакьяном [70], провел экспериментальные исследования, которые полностью подтвердили ранее высказанные соображения по этому вопросу

Рассматривая длительную деформацию маловлажных и просадочных грунтов как реологический процесс, выражение компрессионной ползучести, с учетом изменяемости напряжения и влажности во времени, можно (по аналогии с компрессионной термоползучестью водонасыщенных глинистых грунтов, рассмотренной в гл.II) можно представить следующим образом [64]:

$$\varepsilon_{cr}(t-\theta) = C_c(t-\theta, w) \cdot F_1(\sigma_1, w), \quad (4.4.)$$

где $C_c(t-\theta, w)$ - зависящая от влажности грунта мера компрессионной ползучести; $F_1(\sigma_1, w)$ - зависящая от влажности грунта функция напряжения, удовлетворяющая условию $F_1(\sigma_1 = 1, w) = 1$.

Для определения $C_c(t-\theta, w)$ и $F_1(\sigma_1, w)$ надо иметь несколько семейств экспериментальных кривых компрессионной ползучести (рис.73), определенных при различных значениях начальной влажности грунта [64, 70].

Меру компрессионной ползучести $C_c(t-\theta, w)$ можно определить из следующего выражения [64]:

$$C_c(t-\theta, w) = C_c(t-\theta, w = w_0) \cdot F_2(w), \quad (4.5)$$

где $C_c(t-\theta, w = w_0)$ - мера ползучести грунта при природной влажности w_0 ; $F_2(w)$ - функция влажности, учитывающая влияние влажности на меру ползучести.

Меру ползучести грунта при природной влажности можно представить в виде экспоненциальной, логарифмической, степенной и других зависимостей. В частности, при использовании степенной зависимости (1.16) будем иметь:

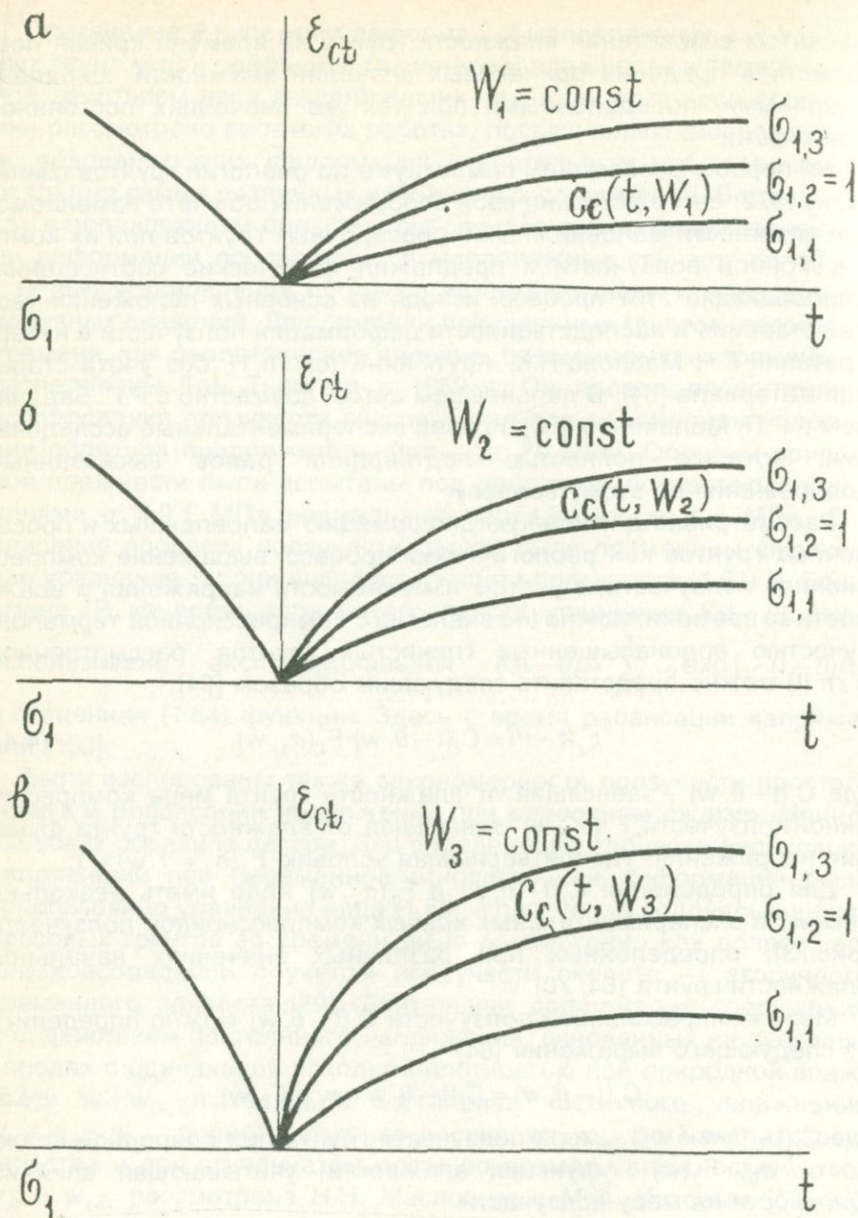


Рис.73. Схема семейств кривых компрессионной ползучести маловлажного и просадочного грунтов, кривые $\epsilon_{ct} - \sigma_1$ при различных начальных значениях влажности.

$$C_c(t - t_0, w = w_0) = A \cdot (t - t_0)^m, \quad (4.6)$$

где A и m — определяемые из эксперимента параметры.

Функцию влажности $F_2(w)$ можно установить по семейству экспериментальных кривых меры ползучести (рис. 74), определенных при различных значениях влажности грунта. Для этого следует построить кривую зависимости меры ползучести от влажности $C_c - w$ для некоторого фиксированного момента времени t_i и установить ее аппроксимирующее выражение. Если зависимость $C_c - w$ представить в виде степенной зависимости:

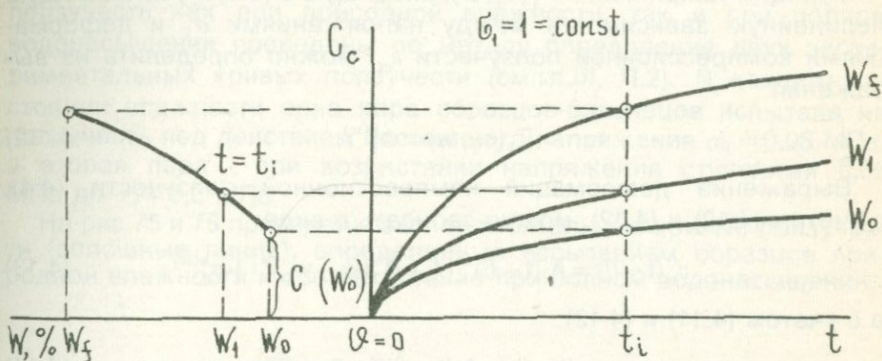


Рис. 74. Схема семейства кривых меры компрессионной ползучести $C_c(t - t_0)$ просадочного и маловлажного грунтов и кривая $C_c - w$ при $t = t_i$.

$$C_c = C_c(w_0) + B_1(w - w_0)^{n_1}, \quad (4.7)$$

то для функции влажности получим следующее соотношение:

$$F_2(w) = \frac{C_c(w_0)}{C_c(w_0)} + \frac{B_1(w - w_0)^{n_1}}{C_c(w_0)} = 1 + B_2(w - w_0)^{n_1}, \quad (4.8)$$

где $C_c(w_0)$ — величина меры ползучести грунта природной влажности при $t = t_i$; B_1 и n_1 — определяемые из опыта параметры.

Функция влажности удовлетворяет условию $F_2(w = w_0) = 1$.

Если вместо экспериментальной кривой ползучести, определенной при природной влажности w_0 , за исходную принять кривую, соответствующую единичной влажности $w = 1$, и кривую зависимости $C_c - w$ аппроксимировать соотношением $C_c = B_1 w^{n_1}$, то вместо (4.8) будем иметь функцию влажности вида [64]:

$$F_2(w) = w^{n_1(t - t_0)}, \quad (4.9)$$

справедливую при $w \geq 1$ и удовлетворяющую условию $F_2(w=1)=1$; $n_1(t-\theta)$ - зависящая от длительности уплотнения $(t-\theta)$ функция.

Соотношение меры ползучести (4.5), с учетом (4.6) и (4.8), примет следующий вид:

$$C_c(t-\theta, w) = A \cdot (t-\theta)^m [1 + B_2(w - w_0)^{n_1}], \quad (4.10)$$

а при учете (4.6) и (4.9), будем иметь выражение:

$$C_c(t-\theta, w) = A \cdot (t-\theta)^m \cdot w^{n_1(t-\theta)}, \quad (4.11)$$

справедливое при $w \geq 1$.

Функцию напряжения $F_1(\sigma_1, w)$, входящую в (4.4) и учитывающую нелинейную зависимость между напряжениями σ_1 и деформациями компрессионной ползучести ε_{cl} , можно определить из выражения:

$$F_1(\sigma_1, w) = \sigma_1^{n(w)}, \quad (4.12)$$

Выражение деформаций компрессионной ползучести (4.4), с учетом (4.10) и (4.12), можно записать в виде:

$$\varepsilon_{cl}(t-\theta) = A \cdot (t-\theta)^m [1 + B_2(w - w_0)^{n_1}] \cdot \sigma_1^{n(w)}, \quad (4.13)$$

а с учетом (4.11) и (4.12):

$$\varepsilon_{cl}(t-\theta) = A \cdot (t-\theta)^m \cdot w^{n_1} \cdot \sigma_1^{n(w)}, \quad (4.14)$$

где $n(w)$ -зависящая от влажности функция, определяемая из опыта.

В целях проверки приведенных выше соотношений для описания процесса ползучести просадочных грунтов с учетом изменчивости их влажности и напряженного состояния, как было отмечено выше, следует испытать несколько серий образцов-близнецов, обладающих различными значениями начальной влажности. Однако, поскольку это связано с определенными трудностями технического порядка (нехватка образцов, сложность получения большого количества образцов-близнецов с заданными значениями влажности и т.д.) можно, как первое приближение, удовлетвориться испытанием двух серий образцов-близнецов при двух различных предельных значениях влажности: при природной влажности w_0 и влажности w_{sat} , соответствующей состоянию полного водонасыщения.

С изложенной выше целью испытаны две серии образцов-близнецов глинистого грунта под лабораторными №№ 7-75 и 47-75 (см.табл.24), отобранного из шурфа ($h=1,6$ м) в приволжском по-

Лаб. № грунта	ρ_s , г/см ³	ρ , г/см ³	w	e	S_r	w_L	w_p	I_p
7-75	2,62	1,68	0,15	0,79	0,5	0,37	0,19	0,18
47-75	2,62	1,48	0,12	0,98	0,33	0,38	0,29	0,09

нижении №3. Из одного монолита вырезаны восемь образцов-близнецов, поэтому испытания грунта на компрессионную ползучесть как при природной влажности, так и при полном водонасыщении проведены по методу определения двух экспериментальных кривых ползучести (см. гл. III, П.2). В каждом состоянии влажности одна пара образцов-близнецов испытана на ползучесть под действием постоянного напряжения $\sigma_1 = 0,05$ МПа, а вторая пара - при возрастании напряжения ступенями 0,05 МПа до $\sigma_1 = 0,3$ МПа.

На рис. 75 и 76 приведены экспериментальные кривые ползучести (сплошные линии), определенные испытанием образцов природной влажности и соответственно при полном водонасыщении.

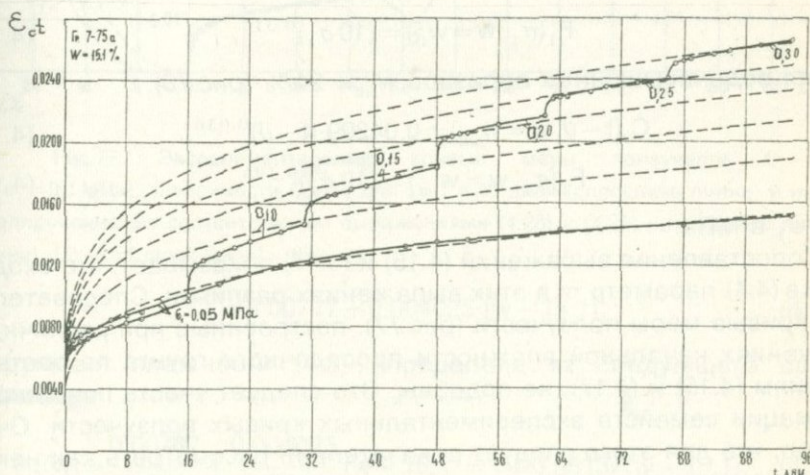


Рис. 75. Экспериментальные кривые компрессионной ползучести грунта 7-75 природной влажности $W = 0,151$ (15,1%), построенные методом двух экспериментальных кривых ползучести.

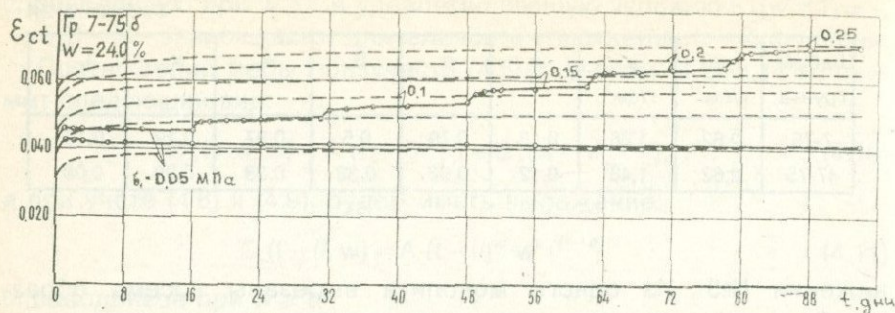


Рис.76. Экспериментальные кривые компрессионной ползучести грунта 7-75, определенные в условиях полного водонасыщения - при влажности $w_{sat}=0,24$ (24 %) и кривые (штриховые линии), построенные методом двух экспериментальных кривых ползучести.

Для образцов-близнецов природной влажности $w_0=15,1$ % (рис.75) получены следующие выражения меры ползучести вида (4.6) и функции напряжения вида (4.11):

$$C_c(t-\theta, w=w_0)=0,00717 \cdot (t-\theta)^{0,213}, \quad (4.15)$$

$$F_1(\sigma_1, w=w_0)=(10 \sigma_1)^{0,317}, \quad (4.16)$$

а для водонасыщенных образцов $w_{sat}=24$ % (рис.76):

$$C_c(t-\theta, w=w_{sat})=0,04299 \cdot (t-\theta)^{0,036}, \quad (4.17)$$

$$F_1(\sigma_1, w=w_{sat})=(10 \sigma_1)^{0,294}, \quad (4.18)$$

где σ_1 в МПа.

Сопоставление выражений (4.15) и (4.17) показывает, что входящий в (4.4) параметр m в этих выражениях различен. Следовательно, кривые меры ползучести (рис.77), построенные при различных значениях начальной влажности просадочного грунта по соотношениям (4.15) и (4.17), не подобны. Это следует учесть при аппроксимации семейств экспериментальных кривых ползучести. Очевидно, что для этого следует показатель m рассмотреть как некоторую функцию от влажности. Следует учесть также зависимость показателя n , входящего в (4.12) от влажности грунта.

В целях определения выражения общего закона компрессионной ползучести в виде (4.4), учитывающего изменчивость влаж-

ности просадочного грунта в процессе деформирования, следует из опыта определить входящие в это выражение меру ползучести (4.5), функции влажности $F_2(w)$ и напряжения $F_1(\sigma_1, w)$, например, вида (4.12). Причем, в зависимости от вида функции влажности $F_2(w)$, представляемой зависимостями (4.8) или (4.9), соотношение (4.4), соответственно, записывается в виде (4.13) или (4.14).

Познакомимся с ходом определения соотношений (4.13) и (4.14) в отдельности для рассматриваемого здесь просадочного грунта № 7-75.

1. Для определения соотношения (4.13) в начале построены графики зависимости между мерой компрессионной ползучести C_c и влажностью w просадочного грунта (в левой части рис.77 показаны сплошными линиями) для $t=1$ и 48 дней. Для $t=1$ день зависимость $C_c - w$ записана в следующем виде (4.7):

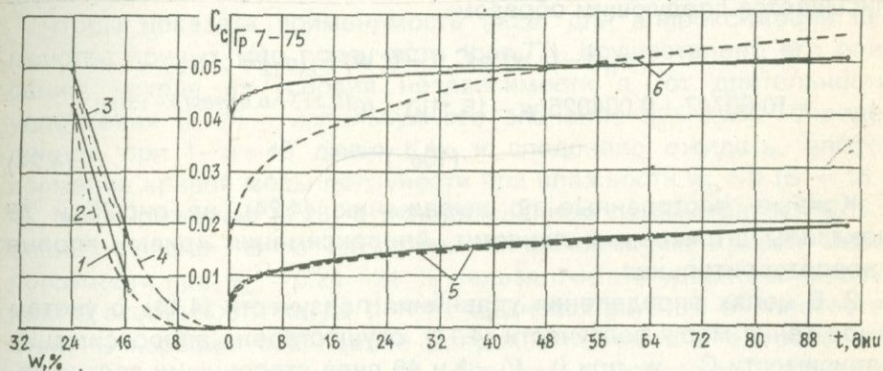


Рис.77. Экспериментальные кривые меры ползучести $C_c - t$ ($\sigma_1 = 0,1$ МПа), зависимости $C_c - w$ для $t=1$ и 48 дней (сплошные линии) и их аппроксимация соответственно выражениями (4.28) и (4.25) (штриховые линии). 1,2— $t=1$ день; 3,4— $t=48$ дней.

$$C_c = 0,00717 + 0,004025 \cdot (w - 15,1), \quad (4.19)$$

а функция влажности (4.8) определена из следующего соотношения:

$$F_2(w) = \frac{0,00717}{0,00717} + \frac{0,004025}{0,00717} (w - 15,1) = 1 + 0,56137(w - 15,1). \quad (4.20)$$

Выражение меры ползучести (4.10), с учетом неподобия кривых меры ползучести, записывается следующим образом:

$$C_c(t-\theta, w) = 0,00717(t-\theta)^{m(w)} [1 + 0,56137(w-15,1)] = \\ = [0,00717 + 0,004025(w-15,1)] \cdot (t-\theta)^{m(w)}. \quad (4.21)$$

Зависимость $m-w$ аппроксимирована линейной функцией:

$$m(w) = 0,213 - 0,01989(w-15,1), \quad (4.22)$$

и поэтому вместо (4.21) имеем:

$$C_c(t-\theta, w) = [0,00717 + 0,004025(w-15,1)] \times \\ \times (t-\theta)^{[0,213 - 0,01989(w-15,1)]}. \quad (4.23)$$

В целях упрощения записи выражения ползучести грунта можно использовать среднее значение параметра $n_m = (0,317 + 0,294) : 2 = 0,306$. Вследствие этого выражение (4.4) записывается следующим образом:

$$\varepsilon_{cr}(t-\theta, w) = C_c(t-\theta, w) \cdot F_1(\sigma_1) = \\ = [0,00717 + 0,004025(w-15,1)](t-\theta)^{[0,213 - 0,01989(w-15,1)]} \cdot \\ \cdot (10\sigma_1)^{0,306} \quad (4.24)$$

Кривые, построенные по выражению (4.24), на рис.75 и 76 показаны штриховыми линиями. Аппроксимация кривых вполне удовлетворительная.

2. В целях определения уравнения ползучести (4.14), с учетом выражения меры ползучести (4.11), осуществлена аппроксимация зависимости $C_c - w_n$ при $(t-\theta) = 1$ и 48 дней степенными соотношениями $C_c = B w^{n_1}$ (w в %). Параметры B_1 и n_1 этого соотношения для $t=1$ и 48 дней определены по значениям меры ползучести C_c , вычисленным по выражениям (4.15) и (4.17) для $w=15,1$ и 24 %. Для зависимостей $C_c - w$ получены следующие функции:

$$\left. \begin{aligned} C_c(t-\theta=1 \text{ день}) &= 0,000000196 \cdot w^{3,87}; \\ C_c(t-\theta=48 \text{ дней}) &= 0,0000268 \cdot w^{2,363}; \end{aligned} \right\} \quad (4.25)$$

и определены соответствующие им функции влажности вида (4.9):

$$\left. \begin{aligned} F_2(w, t-\theta=1 \text{ день}) &= w^{3,87}; \\ F_2(w, t-\theta=48 \text{ дней}) &= w^{2,363}. \end{aligned} \right\} \quad (4.26)$$

Кривые зависимости $C_c - w$, построенные по соотношениям (4.25), в левой части рис.77 показаны штриховыми линиями.

Из (4.26) следует, что кривые меры ползучести, определенные при различных значениях начальной влажности грунта, не подобны, поскольку показатель n_1 выражения (4.9) зависит от $(t-\theta)$. С использованием уравнения (4.15), соответствующего начальной влажности $w=15,1\%$, и выражения функции влажности (4.26), соответствующего $(t-\theta)=48$ дням, определены мера компрессионной ползучести для $w=1\%$.

$$C_c(t-\theta, w=1\%) = 0,0000117(t-\theta)^{0,213} \quad (4.27)$$

и выражение меры ползучести вида (4.11):

$$C_c(t-\theta, w) = 0,0000117 \cdot (t-\theta)^{0,213} \cdot w^{n_1(t-\theta)}, \quad (4.28)$$

где $n_1(t-\theta)$, как уже было сказано выше, определяемое из опыта выражение зависимости $n_1 - (t-\theta)$; θ - момент приложения напряжения, равный в рассматриваемом случае нулю ($\theta=0$).

Чтобы показать применимость (4.28) для аппроксимации семейства кривых мер ползучести (рис.77), осуществлено его описание, исходя из условия независимости n_1 от длительности уплотнения $(t-\theta)$ - используя его значение $n_1=2,363$, определенное при $t-\theta=48$ дней. Как и следовало ожидать, аппроксимация кривой меры ползучести при влажности $w_0=0,151=15,1\%$, по выражению (4.28) с использованием параметра $n_1=2,363$, очень хорошая. В то же время аппроксимацию кривой меры ползучести при $w_{sat}=0,24=24\%$ нельзя считать удовлетворительной, в особенности когда $(t-\theta) < 48$ дней. При этом вполне естественно хорошее совпадение аппроксимируемой и аппроксимирующей кривых при $(t-\theta)=48$ дней, поскольку функция влажности $F_2(w)$ была определена именно для этой продолжительности уплотнения грунта. Совершенно очевидно, что при учете изменяемости n_1 во времени $(t-\theta)$, т.е. неподобия кривых мер ползучести, сходимость указанных кривых была бы хорошей для всех значений начальной влажности.

Соотношение (4.4), с учетом (4.28), (4.16), (4.18) и $n_m=0,306$, записывается в следующем виде:

$$\varepsilon_{cl}(t-\theta, w) = 0,0000117 \cdot (t-\theta)^{0,213} \cdot w^{n_1(t-\theta)} \cdot \sigma_1^{0,306} \quad (4.29)$$

Результаты аппроксимации семейств экспериментальных кривых ползучести по выражению (4.29) на рис.75 и 76 не показаны. Отметим только, что при учете изменяемости параметра n_1 во времени эти результаты совпадают с результатами, полученными по (4.24) и показанными на рис.75 и 76 штриховыми линиями.

Небезынтересно отметить, что если в (4.23) неподобие кривых мер ползучести учитывается при помощи функции (4.22) - изменяемостью показателя m в зависимости от влажности, то в (4.28) оно учитывается изменяемостью функции влажности (4.9) в зависимости от продолжительности уплотнения грунта.

Отметим также, что под нашим руководством аналогичная работа выполнена Р.П. Малакяном [49]. Им испытаны три серии образцов-близнецов при двух крайних w_0 , w_{sat} и одном промежуточном w_k значениях начальной влажности. Для определения функции влажности $F_2(w)$ использовано семейство из пяти экспериментальных кривых мер ползучести, определенных при пяти различных значениях влажности.

3. Для определения влияния режима замачивания образцов-близнецов на деформации ползучести просадочных грунтов испытаны три серии суглинка №47-75 (см.табл.24) под действием уплотняющих давлений $\sigma_1 = 0,1; 0,2$ и $0,3$ МПа. В первой серии образцы замочены за сутки до их нагружения (на рис.78 показаны сплошными линиями с треугольничками), во второй серии образцы замочены тотчас же после их нагружения (сплошные линии с кружочками), а в третьей серии-через четырнадцать дней (сплошные линии с крестиками).

Опыты показали, что деформации образцов-близнецов последних двух серий после замачивания практически совпадают, то есть они не зависят от режима замачивания. Деформации образцов-близнецов, которые замочены до приложения нагрузок (первая серия) при $\sigma_1 = 0,2$ и $0,3$ МПа существенно отличаются от деформаций двух других серий испытаний (до 25 %). Это значит, что предварительное замачивание образцов-близнецов приводит к существенному возрастанию просадочности грунта. В то же время при $\sigma_1 = 0,1$ МПа деформации образцов-близнецов всех трех серий мало отличаются друг от друга. Следовательно, деформация ползучести просадочного грунта зависит не только от режима замачивания, но и от величины внешнего уплотняющего давления. Степень влияния последнего обусловлена величиной структурной прочности, приобретенной грунтом после предварительного замачивания. Надо полагать, что это влияние зависит также от длительности замачивания.

Из рис.78 следует также, что ползучесть просадочного грунта, так же как и других глинистых грунтов, зависит от режима нагружения. Деформация, определенная при ступенчатом возрастании уплотняющего давления, меньше деформаций, полученных при

На рис.79 приведены экспериментальные кривые компрессионной ползучести и зависимости $\varepsilon_{ct} - \sigma_1$ (сплошные линии) образцов-близнецов, замоченных сейчас же после приложения уплотняющих давлений. Здесь кривая $\varepsilon_{ct} - \sigma_1$ аппроксимирована степенной зависимостью:

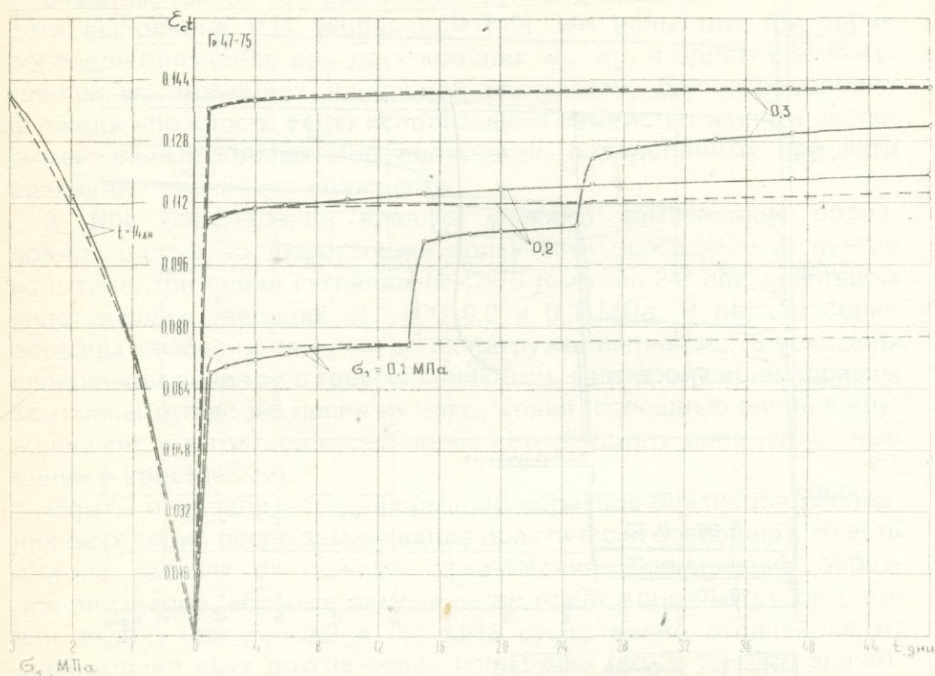


Рис.79. Экспериментальные кривые компрессионной ползучести грунта 47-75 и кривая $\varepsilon_{ct} - \sigma_1$ при $t = 14$ дн (сплошные линии) и их аппроксимация (штриховые линии). Образцы замочены в момент их загрузки.

$$\varepsilon_{ct} = B \cdot \sigma_1^n = 0,0754 (10 \sigma_1)^{0,56} \quad (4.30)$$

изображенной штриховой линией в левой части рис.79, а для функции напряжения получено следующее выражение:

$$F_1(\sigma_1) = (10 \sigma_1)^{0,56} \quad (4.31)$$

Экспериментальная кривая ползучести, полученная при $\sigma_1 = 0,3$ МПа, аппроксимирована степенной зависимостью (рис.79):

$$\varepsilon_{ct}(t - t_0) = A_0 (t - t_0)^n = 0,1364 (t - t_0)^{0,01} \quad (4.32)$$

С учетом (4.31), получено следующее выражение для меры ползучести:

$$C_c(t-\theta) = \frac{0,1364}{1,85} (t-\theta)^{0,01} = 0,0737 \cdot (t-\theta)^{0,01}. \quad (4.33)$$

Окончательное выражение деформации ползучести имеет следующий вид:

$$\varepsilon_{ct}(t-\theta) = C_c(t-\theta) \cdot F_1(\sigma_1) = 0,0737(t-\theta)^{0,01} \cdot \sigma_1^{0,56}. \quad (4.34)$$

Кривые, построенные по выражению (4.34) на рис.79, показаны штриховыми линиями.

В рассматриваемом случае основная часть деформаций ползучести была реализована в течение первых нескольких дней. Причиной этому является лавинное разрушение структуры грунта под действием напряжений, существенно превосходящих по величине его структурную прочность. Поскольку в натуральных условиях нагрузки на грунт растут значительно медленнее, чем в эксперименте, то при исследовании компрессионной просадочности образцы следует испытывать ступенями порядка 0,01...0,05 МПа, возрастающими во времени до заданных значений. Очевидно, что в этом случае результаты опытов будут достаточно близки к данным натурных наблюдений.

В заключение отметим, что разность ординат кривых ползучести, полученных при природной влажности w_0 и в состоянии полного водонасыщения w_{sat} под действием данной постоянной нагрузки, например, 0,1 МПа (рис.77), равна просадочной деформации.

Отметим также, что при непрерывном возрастании влажности просадочного грунта во времени в условиях действия постоянного нормального напряжения $\sigma_1 = \text{const}$, кроме (4.5), выражение меры ползучести можно, по аналогии с (3.18), представить в виде:

$$C_c(t-\theta, \dot{w}) = - \int_{\theta_0}^t F_2[w(\theta)] \frac{\partial C_c(t-\theta, w=1)}{\partial \theta} d\theta, \quad (4.35)$$

соответствующем записи уравнения (1.87) нелинейной теории ползучести нестареющего упругоползучего тела с учетом наследственности деформаций (без учета мгновенных деформаций).

Исследования длительной просадочности. А.А. Мустафаев [88] опубликовал результаты длительных опытов (до 100 дней) по определению семейств экспериментальных кривых длительного

деформирования образцов-близнецов просадочного грунта под действием различных по величине постоянных нормальных напряжений σ_1 при их природной влажности w_0 и после замачивания до полного водонасыщения w_{sat} . Результаты испытания образцов-близнецов, полученные при природной влажности грунта, были представлены в виде семейства кривых изменяемости коэффициента пористости во времени ($e-t$), а определенные в водонасыщенном их состоянии - в виде семейства кривых относительная просадочность - время ($\varepsilon_{sl}-t$). На основании опытных данных было установлено, что особенностью полученных кривых является наличие двух участков деформирования. Первый из участков отображает уменьшение скорости просадки (стадия неустановившейся деформации ползучести), а второй - протекание просадки с постоянной скоростью (стадия установившейся ползучести, течения). Утверждение автора статьи о протекании компрессионных деформаций с постоянной скоростью не соответствует действительности, поскольку они протекают только в одной стадии деформирования - в стадии затухающей ползучести. Это противоречит и выражению длительной просадки, использованному А.А. Мустафаевым для аппроксимации кривых $\varepsilon_{sl}-t$ [88].

Учитывая подобие кривых длительной просадки, зависимость напряжение-относительная просадочность-время А.А. Мустафаев [88] записал в виде физического уравнения теории старения К. Содерберга (1.25) - как произведение функций времени $\psi(t)$ и напряжения $\varphi(\sigma_1)$. Функция времени была представлена степенной зависимостью (1.16), а функция напряжения $\varphi(\sigma_1)$ в виде:

$$\varphi(\sigma_1) = \sigma_1^{\beta} \left(1 - \frac{\sigma_{1,sl}}{\sigma_1}\right)^{\beta}; \sigma_1 > \sigma_{1,sl}, \quad (4.36)$$

удовлетворяющем условию $\varphi(\sigma_1 = \sigma_{1,sl} + 1) = 1$.

Из (4.36) следует, что при $\sigma_1 = \sigma_{1,sl}$ функция напряжения $\varphi(\sigma_1) = 0$, поэтому и просадка равна нулю $\varepsilon_{sl} = \psi(t) \cdot \varphi(\sigma_1) = 0$, а функцию времени надо определить путем испытания образцов-близнецов под действием постоянного напряжения $\sigma_1 = \sigma_{1,sl} + 1$.

Функцию напряжения (4.36) можно записать в более простой форме: $\varphi(\sigma_1) = (\sigma_1 - \sigma_{1,sl})^{\beta}$, также удовлетворяющей условию $\varphi(\sigma_1 + 1) = 1$.

Во всех последующих публикациях А.А. Мустафаева и др. [90-93] функция напряжения (4.36) содержит неточность-она записана без множителя σ^{β} и не удовлетворяет условию равенства единице функции напряжения $\varphi(\sigma_1)$ при некотором конечном зна-

чении постоянного нормального напряжения $\sigma_1 > \sigma_{1.sl}$, под действием которого следует испытать образец грунта для определения функции времени, входящей в выражение (1.25).

Используя указанные выше результаты определения компрессионной ползучести просадочного грунта, А.А. Мустафаев и др. [90] для учета влияния изменяемости влажности в выражение функции времени $\psi(t)$, по аналогии с (4.5) [64], в (1.16) ввели функцию влажности, т.е. параметр A заменили функцией $\bar{\alpha}_1(w)$, удовлетворяющей условию: при $w = w_{sl}$, $\bar{\alpha}_1(w) = A$. С той же целью в (4.36) вместо параметра $\bar{\beta}$ записали функцию $\bar{\beta}(w)$, учитывающую влияние влажности на функцию напряжения.

Для описания процесса длительной просадки и релаксации напряжения в просадочных грунтах А.А. Мустафаев и Я.А. Эюбов [128] воспользовались линейным вариантом теории старения Ю.Н. Работнова. Для этого в функции деформации (1.34) было принято, что $\chi = 1$, $A = E_0$, а в (1.61) функция $K(t - 0)$ является ядром Абеля (1.64).

На основании изложенного, уравнение длительной просадки для постоянных напряжений и постоянной влажности вместо (1.65) записано в виде:

$$\varepsilon_{sl}(t) = \frac{\sigma_0}{E_0} \left(1 + \frac{A_1}{1 - \alpha} t^{1-\alpha} \right), \quad (4.37)$$

являющемся частным случаем (4.14), записанного только для деформаций ползучести [79].

Для записи выражения компрессионной ползучести просадочных грунтов с учетом изменяемости их порога просадочности $\sigma_{1.sl}$ в зависимости от влажности w Я.А. Эюбов [125] воспользовался соотношением (4.4), а входящую в (4.4) функцию напряжения представил в виде:

$$\varphi(\sigma_1) = \left(\frac{\sigma_1 - \sigma_{1.sl}(w)}{\sigma_{1.sl}(0)} \right), \quad (4.38)$$

где $\sigma_{1.sl}(0)$ - порог просадочности при природной влажности w_0 ; $\sigma_{1.sl}(w)$ - зависящий от влажности w порог просадочности вида

$$\sigma_{1.sl}(w) = \sigma_{1.sl}(0) - \frac{w - w_0}{w_{sat} - w_0} (\sigma_{1.sl}(0) - \sigma_{1.sl}(w)), \quad (4.39)$$

где w_{sat} - влажность полного водонасыщения.

Согласно (4.4), функцию времени $\Psi(t)$ следует определить из испытания образца-близнеца под действием σ_1 , при котором функ-

ция напряжения $\varphi(\sigma_1) = 1$. Согласно (4.38), этому условию удовлетворяет $\sigma_1 = \sigma_{1,sl}(0) + \sigma_{1,sl}(w)$, следовательно, при различных значениях влажности грунта функцию времени следует определить испытанием образцов под действием различных по величине нормальных напряжений σ_1 .

В качестве функции времени Я.А. Эюбовым использовано известное логарифмическое соотношение меры ползучести вида (1.18) при $a=0$, как введенное им новое понятие «относительной просадочности».

Я.А. Эюбов, который не был знаком с ранее выполненными работами в этой области [49, 64, 70], по существу ничего нового в реологию просадочных грунтов не добавил.

Во всех рассмотренных выше работах школы А.А. Мустафаева, в отличие от работ автора книги и его коллег (см. выше), длительная просадка выделяется из общего процесса ползучести просадочных грунтов, что нельзя считать правильным, поскольку эти грунты деформируются во времени и при природной влажности - без замачивания. Ползучесть просадочного грунта с учетом изменяемости влажности и нормальных напряжений была исследована по применяемой нами методике (см. выше) Нафи Абдель Рахманом в 1985 г. под руководством А.А. Мустафаева. Он испытывал на ползучесть под действием различных по величине постоянных различной начальной влажностью. В этой работе экспериментальные кривые ползучести аппроксимированы соотношением (4.39), а зависимость между напряжениями и деформациями представлена в виде степенной функции (1.3) с учетом изменяемости начальной влажности грунта. Получено выражение, полностью совпадающее с соотношением (4.29), предложенным автором книги еще в 1972 г. [64] и использованным в последующем для рассматриваемой цели [70, 49].

Вопросы развития во времени просадочных деформаций лессовых грунтов рассмотрены также И.Г. Рабиновичем и М.И. Уриновым [98]. Они проанализировали результаты 50 опытов просадки лессовых грунтов во времени в компрессионных приборах, в полевых условиях под нагрузкой от собственного веса, под штампами и фундаментами зданий и сооружений. Для выражения зависимости просадка - время ими использованы логарифмическая (1.17) и гиперболическая

$$S_{sl}(t) = S_s \frac{t_{sl}}{t_{sl} - B} \quad (4.40)$$

функции, где S_p - предельное значение просадки; t_{st} - длительность просадки; v - параметр, определяемый из опыта.

В работе [93] А.А. Мустафаев еще раз обращается к вопросам реологического поведения просадочных грунтов. К сожалению, как и во всех ранее опубликованных работах, он обходит молчанием работы автора книги и его коллег, выполненные раньше (см. выше). А.А. Мустафаев отмечает, что в диссертационной работе Нафи Абдель Рахмана (1986) показана применимость наследственной теории ползучести к описанию процесса компрессионной ползучести просадочного грунта. Такое утверждение не имеет под собой никакой почвы, поскольку автором не осуществлена проверка применимости этой теории к грунтам. Как было сказано выше, применимость наследственной теории ползучести к описанию процесса ползучести просадочных грунтов при компрессии установлена в работах [70, 75].

П.3. Сопротивление просадочных грунтов сдвигу

Сопротивление просадочных грунтов сдвигу, как и всех других обыкновенных грунтов, определяют прямым и косвенным методами. В первом случае грунты испытывают на одноплоскостной, двухплоскостной и многоплоскостной срез, скашивание и кручение полых (кольцевых) и сплошных образцов, а во втором случае - на одноосное и трехосное раздавливание. Причем, поскольку основным фактором, при всех равных условиях, влияющим на прочностные свойства просадочных грунтов, является влажность, то испытывают образцы как при природной влажности, так и после замачивания до полного водонасыщения. Образцы замачивают как до начала уплотнения, так и после приложения уплотняющих давлений. Для получения наиболее полного представления о прочностных свойствах просадочных грунтов оснований ответственных сооружений, кроме указанных выше двух предельных значений влажности, образцы испытывают также при различных промежуточных ее значениях [42].

Диаграмма сопротивления сдвигу $\tau_f - \sigma_z$ просадочного грунта при природной влажности, как и у всех других обыкновенных грунтов, представляется прямой, отсекающей на оси τ_f отрезок c (рис.20, 30) и аппроксимируется уравнением закона Ш. Кулона (1.145). При испытании образцов просадочных грунтов во втором предельном состоянии влажности, т.е. увлажнении до полного водонасыщения, в пределах обычно действующих нормальных

напряжений ($\sigma_z \leq 0,4 \dots 0,5$ МПа) эта диаграмма также представляется прямой, аналогичной диаграмме сопротивления сдвигу грунта природной влажности (рис.80). В этом случае наблюдается весьма существенное уменьшение параметров c и φ - сцепления и угла внутреннего трения (рис.:81) [42].

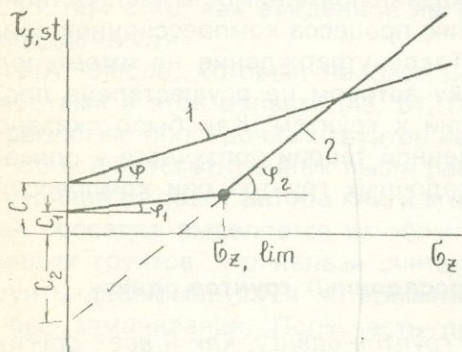


Рис.80. Схема диаграмм сопротивления сдвигу просадочного грунта при их испытания без замачивания (1) и после замачивания (2).

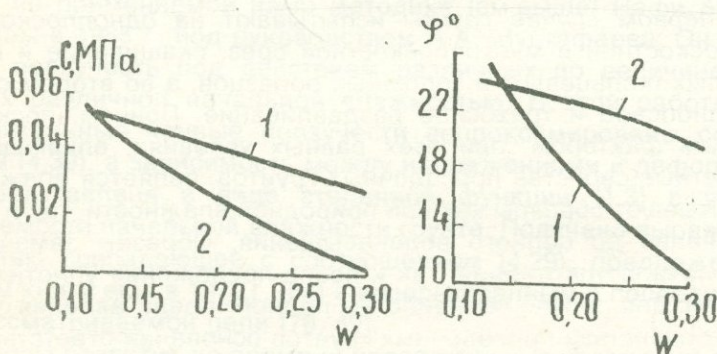


Рис.81. Кривые зависимости параметров c и φ сопротивления сдвигу от влажности лёссовых суглинков 1 и супесей 2 из Ташкента (по В.И. Крутову, 1972 г.).

Параметры c и φ замоченных до полного водонасыщения образцов просадочного грунта зависят от их начального состояния-от величины давления предварительного уплотнения. По данным В.И. Крутова [42], когда $\sigma_1 \leq \sigma_{1,st}$, т.е. когда практически нет просадки и нет изменений в сцеплении упрочнения, имеет место некоторое уплотнение грунта, возрастание сил сцепления в целом

за счет увеличения первичного сцепления. Наблюдается также некоторое, небольшое, уменьшение угла φ за счет сглаживания поверхности скольжения (рис.82). В пределах $0,25 \leq \sigma_z \leq 0,3$ МПа

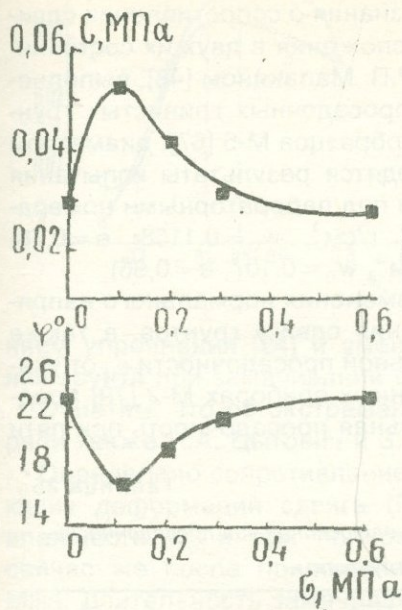


Рис.82. Кривые зависимости параметров c и φ сопротивления сдвигу от нормального напряжения σ лёссовых суглинков из г.Запорожье (по В.И. Крутову, 1972 г.).

имеет место резкое снижение сцепления упрочнения (в условиях небольшого возрастания первичного сцепления) при некотором возрастании угла φ за счет уплотнения грунта. При дальнейшем увеличении σ_z до 0,5...0,6 МПа продолжается разрушение жестких структурных связей и дальнейшее уменьшение общего сцепления в условиях небольшого возрастания первичного сцепления и угла φ .

Мы разделяем изложенные выше соображения В.И. Крутова о природе изменяемости прочностных показателей просадочных водонасыщенных грунтов в процессе возрастания внешнего давления. Однако, мы считаем, что они неполные, поскольку, как и во всех работах других исследователей, рассматривается относительно небольшой интервал изменяемости уплотняющих давлений, что не дает полного представления о поведении сопротивления сдвигу просадочных грунтов при изменении их влажности. Во всех известных нам работах по исследованию сопротивления сдвигу просадочных грунтов в двух предельных значениях их влажности,

диаграммы $\tau_f - \sigma_z$ являются прямыми, отсекающими на оси τ_f отрезок c . Как будет показано ниже, вид диаграммы сопротивления сдвигу водонасыщенных просадочных грунтов зависит от величины уплотняющего давления [48].

Чтобы несколько расширить наши знания о сопротивлении сдвигу просадочных грунтов природного сложения в двух их состояниях влажности автором, совместно с Р.П. Малакяном [48], выполнены испытания образцов-близнецов просадочных глинистых грунтов на приборах кручения сплошных образцов М-5 [67], диаметром 101 мм, высотой 24 мм. Ниже приводятся результаты испытания двух различных просадочных грунтов под лабораторными номерами № 12-76 ($\rho = 1,7 \text{ г/см}^3$, $\rho_s = 2,72 \text{ г/см}^3$, $w_0 = 0,1158$, $e = 0,78$) и № 50-77 ($\rho = 1,54 \text{ г/см}^3$, $\rho_s = 2,73 \text{ г/см}^3$, $w_0 = 0,107$, $e = 0,96$).

В целях определения диапазона изменения нормального напряжения при определении сопротивления сдвигу грунтов, а также установления зависимости относительной просадочности ϵ_{sl} от указанного напряжения, на компрессионных приборах М-2 [79] предварительно определена их относительная просадочность при пяти значениях σ_1 (табл.25).

Таблица 25

Начальное просадочное давление $\sigma_{1,sl}$ и относительная просадочность ϵ_{sl} испытанных грунтов

Лаб.№ грунта	$\sigma_{1,sl}$ МПа	σ_1 , МПа								
		0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	1,0
12-76	0,20	0,008	0,010	-	0,032	-	0,031	-	0,026	-
50-77	0,18	0,026	-	0,026	-	0,037	-	0,036	-	0,029

При определении ϵ_{sl} образцы-близнецы были попарно предварительно уплотнены до полной стабилизации деформаций под действием различных σ_1 , а затем было осуществлено их непрерывное замачивание восходящим потоком воды в течение пяти суток. Опытами установлено, что зависимость относительной просадки ϵ_{sl} от уплотняющего давления σ_1 имеет экстремальный характер. В рассматриваемых примерах ϵ_{sl} соответственно достигали своих наибольших значений при $\sigma_1 = 0,4$ и $0,5$ МПа (см. табл.25, рис.83).

Экстремальный характер изменяемости ϵ_{sl} связан с изменяемостью структуры грунта природной влажности под действием больших давлений. При больших σ_1 имеет место частичное или полное разрушение жестких структурных связей, обусловленных сцепле-

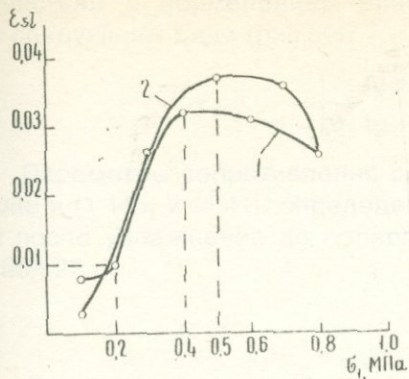


Рис.83. Графики изменяемости относительной просадочности ε_{sl} в зависимости от σ_1 .

1-грунт 12-76; 2-грунт 50-77

нием упрочнения [24] и уменьшением дополнительного уплотнения грунта при замачивании его до полного водонасыщения.

Отметим, что об экстремальном характере кривой $\varepsilon_{sl} - \sigma_1$ говорили также Н.А. Цытович и З.Г. Тер-Мартirosян [122].

Определено сопротивление сдвигу $\tau_{f,sl}$ грунтов методом затухающих деформаций сдвига (По ГОСТ 12248-77) при начальной влажности w_0 и при полном водонасыщении w_{sat} , замоченных сейчас же после приложения уплотняющих давлений σ_z до 1,0 МПа. Длительность замачивания образцов-близнецов восходящим потоком воды, до испытания на сдвиг (срез), -7 дней. Повторность опытов двукратная.

Результаты испытания рассматриваемых грунтов по определению их стандартного сопротивления сдвигу в двух предельных состояниях влажности приведены в табл.26, а также изображены на рис.84.

Таблица 26

Результаты определения сопротивления просадочных грунтов сдвигу

Лаб.№ грунта	Влаж- ность	$\tau_{f,sl}$ в МПа при σ_z , МПа:								
		0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	1,0
12-76	w_0	-	0,074	-	0,139	-	0,200	-	-	-
	w_{sat}	0,031	0,052	-	0,108	-	0,178	-	0,266	-
59-77	w_0	-	0,114	-	0,175	-	0,253	-	-	-
	w_{sat}	0,039	-	0,089	-	0,141	-	0,254	-	0,424

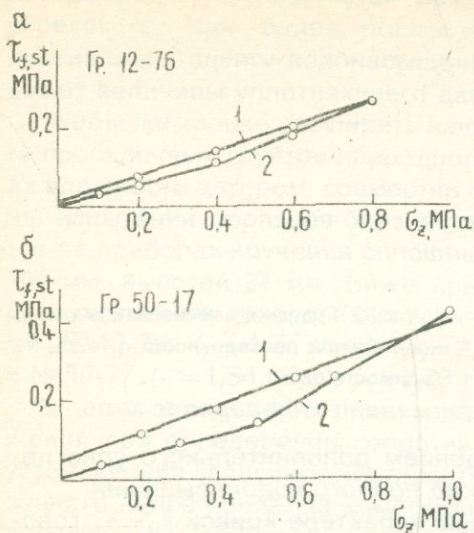


Рис.84. Диаграмма сопротивления сдвигу грунтов, определенных без замачивания 1 и после замачивания 2 образцов.
а-грунт 12-76; б-грунт 50-77

Как было сказано выше, диаграммы сопротивления сдвигу испытанных грунтов при их природной влажности являются прямыми, аппроксимируемыми уравнением закона Ш. Кулона (1.145). В то же время, в зависимости от величины уплотняющего давления σ_z , диаграммы $\tau_{f,st} - \sigma_z$ водонасыщенных образцов представляются как в виде прямых (приводимых во всех работах по определению сопротивления сдвигу просадочных грунтов), так и в виде ломаных с двумя прямолинейными участками (рис.80, 84), описанных в [48].

Примечательным является то, что точки перелома указанных диаграмм, с достаточно большой точностью, соответствуют нормальным напряжениям $\sigma_z = 0,4$ и $0,5$ МПа, при которых относительные просадочности рассматриваемых грунтов достигают наибольших значений: $\varepsilon_{sl} = 0,032$ и $\varepsilon_{sl} = 0,037$ (табл.25, рис.83). Нетрудно понять, что после некоторого предельного значения уплотняющего давления $\sigma_{z,lim}$ и устранения сцепления упрочнения плотность увлажненных образцов существенно возрастает, возрастает число контактов между частицами и, вследствие этого, существенно возрастает первичное сцепление и общее сопротивление грунта сдвигу. Это выражается как изменением угла φ , так и параметра c_1 , в результате перехода увлажненного грунта в новое состояние при $\sigma_z = \sigma_{z,lim}$. Очевидно, что в этом случае диаграмму сопротивления сдвигу следует аппроксимировать по отдельным линейным

участкам с применением линейного закона Ш. Кулона (1.145) в следующем виде (рис.80):

$$\tau_{f,sl,w_{sat}} = \begin{cases} \sigma_z \cdot \operatorname{tg} \varphi_1 + c_1, & \text{при } \sigma_z \leq \sigma_{z,lim}, \\ \sigma_z \cdot \operatorname{tg} \varphi_2 + c_2, & \text{при } \sigma_z \geq \sigma_{z,lim}. \end{cases} \quad (4.41)$$

Параметры сопротивления сдвигу просадочных грунтов, входящие в (1.145) и (4.41), определенные при природной влажности w_0 и после увлажнения до полного водонасыщения w_{sat} , приведены табл.27.

Таблица 27

Параметры стандартного сопротивления сдвигу $\tau_{f,sl}$ просадочных грунтов

Параметры	Грунт №12-76		Грунт №50-77		Грунт №49-76	
	Влажность					
	w_0	w_{sat}	w_0	w_{sat}	w_0	w_{sat}
c , МПа	0,012	-	0,041	-	0,0153	-
c_1 , МПа	-	0,003	-	0,013	-	0,0087
c_2 , МПа	-	-0,0518	-	-0,1425	-	-
φ	17°29'	-	19°10'	-	18°10'	-
$tg \varphi$	0,315	-	0,3475	-	0,3281	-
φ_1	-	14°34'	-	14°18'	-	16°42'
$tg \varphi_1$	-	0,26	-	0,255	-	0,2994
φ_2	-	21°39'	-	29°31'	-	-
$tg \varphi_2$	-	0,397	-	0,566	-	-

П.4. Сдвиговая ползучесть просадочных грунтов

Ползучесть просадочных грунтов при простом сдвиге с учетом изменяемости их плотности под действием уплотняющих давлений σ_z и природной влажности w_0 практически не исследована. Поэтому, ниже рассматриваются результаты исследования трех просадочных грунтов природного сложения, полученные автором совместно с Р.П. Малакьяном [48]. Испытания тонких сплошных образцов-близнецов просадочных грунтов на простой сдвиг, при сохранении природной влажности и в состоянии полного водонасыщения после приложения уплотняющих давлений σ_z , осуществ-

влены методом кручения на приборах М-5 по методике, подробно изложенной в [67, 79].

1. Грунт природного сложения за лабораторным номером 12-76 (см.п.3) испытан на простой сдвиг (кручение) под действием $\sigma_z = 0,4$ МПа в условиях сохранения природной влажности. Испытаны четыре пары образцов-близнецов, из которых одна пара использована для определения стандартного сопротивления сдвигу (см.табл.26), а остальные испытаны на ползучесть при трех различных значениях постоянного уровня касательного напряжения $\tau/\tau_{f,st} = 0,4; 0,72$ и $0,98$.

Экспериментальные кривые ползучести в правой части рис.85 показаны сплошными линиями, а в левой части рисунка сплошной

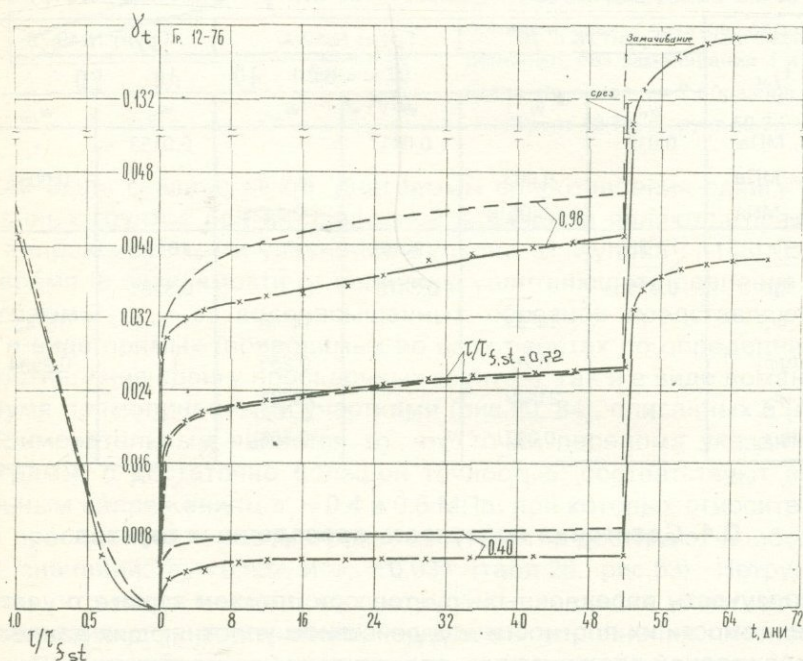


Рис.85. Экспериментальные кривые сдвиговой ползучести и зависимости $\dot{\gamma}_t - \tau/\tau_{f,st}$ просадочного грунта 12-76 (сплошные линии) при природной влажности $W = W_0$ ($\sigma_z = 0,4$ МПа) и их аппроксимация (штриховые линии) выражениями (4.44) и (4.42) соответственно.

Образцы, замоченные при $\tau/\tau_{f,st} = 0,98$ разрушились (срезались), а при $\tau/\tau_{f,st} = 0,72$ и $0,4$ имело резкое возрастание деформаций сдвига.

линией представлена зависимость $\gamma_t - \tau/\tau_{f,st}$. Эта зависимость для $t=52$ дн. аппроксимирована (штриховая линия) степенной функцией вида (1.3):

$$\gamma_t = B \cdot (\tau/\tau_{f,st})^n = 0,0463 (\tau/\tau_{f,st})^{1,8} \quad (4.42)$$

и определена функция уровня касательного напряжения $f(\tau/\tau_{f,st})$:

$$f(\tau/\tau_{f,st}) = (\tau/\tau_{f,st})^n = (\tau/\tau_{f,st})^{1,8}. \quad (4.43)$$

Для определения деформаций сдвиговой ползучести при некотором заданном постоянном уровне касательного напряжения использовано следующее выражение вида (1.161):

$$\gamma_t(t-\theta) = \omega(t-\theta) \cdot f(\tau/\tau_{f,st}), \quad (4.44)$$

где $\omega(t-\theta)$ - мера ползучести

$$\omega(t-\theta) = A \cdot (t-\theta)^m = 0,0338 \cdot (t-\theta)^{0,088}, \quad (4.45)$$

характеризующая фиктивную ползучесть грунта при $\tau/\tau_{f,st} = 1[79]$.

Кривые, построенные по выражению (4.44), с учетом (4.43) и (4.45) в правой части рис.85 показаны штриховыми линиями.

Для выяснения влияния дополнительного увлажнения (замачивания) до полного водонасыщения на поведение образцов-близнецов грунта, находящихся под действием различных постоянных уровней касательного напряжения, после завершения их испытания на сдвиговую ползучесть они были полностью насыщены водой. Как и следовало ожидать, замачивание стало причиной резкого скачкообразного возрастания деформаций сдвиговой ползучести в несколько раз и разрушения тех образцов-близнецов, которые до замачивания находились под действием очень высоких уровней касательного напряжения $\tau/\tau_{f,st} = 0,98$.

II. Одним из основных вопросов исследования ползучести простого сдвига просадочных грунтов является, как об этом было сказано выше, определение влияния замачивания на закономерности их деформирования. Немаловажным является и вопрос о разработке методики определения характеристик сдвиговой ползучести просадочных грунтов. С этой точки зрения представляет особый интерес проверка возможности применения обобщенного уравнения сдвиговой ползучести (1.161), полученного для обыкновенных глинистых грунтов, испытанных при различных состояниях плотности - под действием различных постоянных нормальных напряжений. В этих опытах было установлено, что при одинаковых значениях постоянного уровня касательного напря-

жения $\tau/\tau_{f,st}$ деформации сдвиговой ползучести не зависят от состояния грунта [68]. Если аналогичную закономерность мы получим при испытании просадочных грунтов на сдвиговую ползучесть при различных значениях влажности, то это позволит существенно упростить как методику определения характеристик ползучести, так и физические ее соотношения. Для решения этих вопросов следует, при всех равных условиях, испытывать на сдвиговую ползучесть образцы просадочного грунта при различных состояниях начальной влажности.

С изложенной выше целью исследована сдвиговая ползучесть переуплотненных образцов-близнецов просадочного грунта за лабораторным номером 49-77 ($\rho = 1,44 \text{ г/см}^3$, $\rho_s = 2,72 \text{ г/см}^3$, $w_0 = 0,118$, $e = 0,96$, $w_L = 0,31$, $w_p = 0,23$, $I_p = 0,08$) в условиях сохранения природной влажности и полного водонасыщения после приложения нормального напряжения. Первоначально все образцы-близнецы были уплотнены под действием $\sigma_{z,0} = 0,4 \text{ МПа}$, а затем разгружены до $\sigma_z = 0,3 \text{ МПа}$ и испытаны на сдвиговую ползучесть под действи-

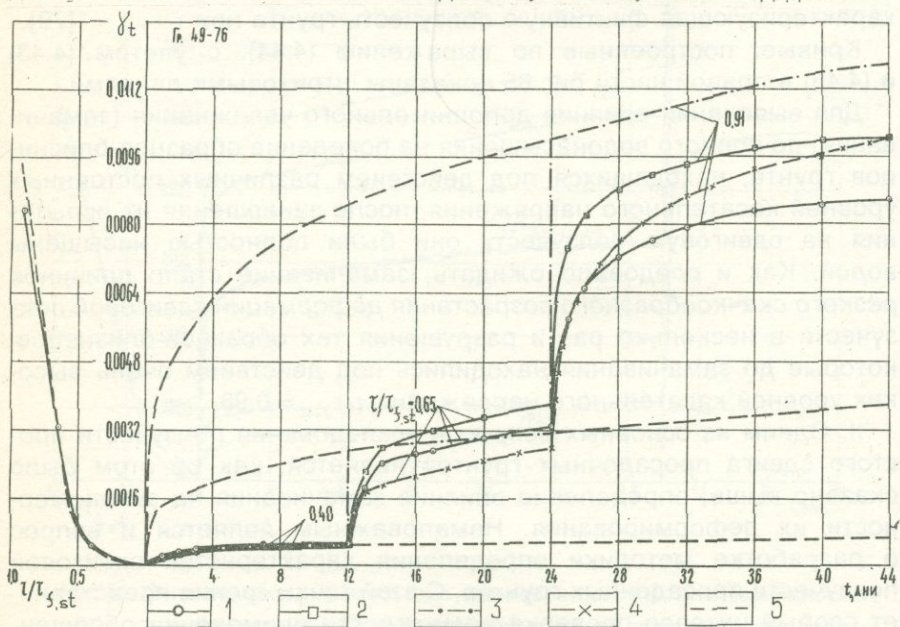


Рис.86. Экспериментальные кривые сдвиговой ползучести при возрастающих равными ступенями уровнях касательного напряжения $\tau/\tau_{f,st}$ грунта 49-76 ($\sigma_z = 0,3 \text{ МПа}$) при природной влажности $W = W_0$ (1), полном водонасыщении (2) и кривые ползучести, построенные по методу одной экспериментальной кривой (5). Описание процесса ползучести при ступенчатом возрастании уровня касательного напряжения $\tau/\tau_{f,st}$ по теориям старения (3) и наследственной ползучести (4).

ем возрастающих ступенями $\tau/\tau_{f,st} = 0,4; 0,65$ и $0,91$ уровней касательного напряжения (рис.86).

Для испытания образцов-близнецов на сдвиговую ползучесть определены показатели сопротивления сдвигу грунта в указанных выше двух состояниях влажности по методу А.А. Ничипоровича (1948), т.е. по ветви разгрузки (набухания) компрессионной кривой.

Диаграммы сопротивления грунта сдвигу аппроксимированы выражениями вида (1.145):

$$\tau_{f,st} = \begin{cases} \sigma_z \cdot \operatorname{tg} 18^{\circ} 10' + 0,0153, \text{ МПа при } w = w_0 \\ \sigma_z \cdot \operatorname{tg} 16^{\circ} 42' + 0,0087, \text{ МПа при } w = w_{sat} \end{cases} \quad (4.46)$$

Как видно на рис.86, кривые сдвиговой ползучести, определенные испытанием образцов-близнецов природной влажности (сплошные линии с кружочками) и в водонасыщенном состоянии (сплошные линии с квадратиками) под действием равных уровней касательного напряжения, очень близки. Если учесть, что разброс ($\sim 13\%$) опытных данных соизмерим с разницей деформаций ползучести, определенных при $w = w_0$ и $w = w_{sat}$, то можно считать их практически равными. Следовательно, и в этом случае для определения параметров сдвиговой ползучести можно воспользоваться методикой, рассмотренной выше (см.гл.I,п.7, гл.II,п.4) [79].

В самом деле, если закон деформирования просадочного грунта при сдвиге представить в виде выражения (4.44), то, имея меру ползучести $\omega(t-0)$ и функцию уровня касательного напряжения $f(\tau/\tau_{f,st})$ для одной заданной влажности и сопротивления сдвигу для различных значений влажности грунта, мы сможем, с достаточной для практики точностью, построить кривые ползучести для других значений влажности. Очевидно, что если располагать данными сопротивления грунта сдвигу для различных его состояний влажности, можно будет по выражению (4.44) определить кривые ползучести не только для других состояний влажности, но и для других значений нормального напряжения σ_z [68].

Для определения параметров сдвиговой ползучести грунта по методу одной экспериментальной кривой [79] в левой части рис.86 построена кривая $\gamma_t - \tau/\tau_{f,st}$ для $w = w_0$, она аппроксимирована (штриховая линия) выражением вида (4.42), где $B = 0,0138$ и $n = 3,52$, и получено выражение функции уровня касательного напряжения вида (4.43). Затем, воспользуясь результатом аппроксимации экспериментальной кривой ползучести (определенной при $\tau/\tau_{f,st} = 0,4$) степенной функцией, получены выражения меры ползучести вида (4.45), где $A = 0,0064$, $m = 0,26$, и деформации ползучести вида (4.44):

$$\gamma_i(t-l) = 0,0064 \cdot (t-l)^{0,26} (\tau/\tau_{f,st})^{3,52}. \quad (4.47)$$

По выражению (4.47) построены кривые ползучести для $\tau/\tau_{f,st} = 0,4; 0,65$ и $0,91$ (в правой части рис.86 показаны штриховыми линиями) и, на их основе, осуществлена (графическим методом) (см.рис.7) аппроксимация экспериментальной кривой, определенной при природной влажности грунта в условиях ступенчатого возрастания уровня касательного напряжения теориями старения (штрихпунктир) и наследственности ползучести (штрихкрестик) (см.гл.1, п.3,6).

Из рис.86, во-первых, следует, что процессы сдвиговой ползучести просадочного грунта при ступенчатом возрастании уровня касательного напряжения в обоих состояниях влажности грунта достаточно хорошо аппроксимируются теорией наследственности деформаций ползучести и несколько хуже - теорией старения. Во-вторых, процессы сдвиговой ползучести можно описать одними и теми же выражениями, которые в различных состояниях влажности грунта будут отличаться друг от друга только величиной стандартного сопротивления сдвигу $\tau_{f,st}$.

III. Чтобы убедиться в возможности распространения на просадочные грунты рассмотренной выше (см. II) закономерности, на рис.87* приведены три семейства экспериментальных кривых сдвиговой ползучести грунта № 50-77 (см. п.3), отобранного в Таджикистане. Семейства кривых ползучести определены как при полном водонасыщении образцов-близнецов $w = w_{sat}$ под действием $\sigma_z = 0,3$ МПа ($\tau_{f,st} = 0,08$ МПа) и $\sigma_z = 0,7$ МПа ($\tau_{f,st} = 0,254$ МПа), так и в условиях сохранения природной влажности $w = w_0$ при $\sigma_z = 0,4$ МПа ($\tau_{f,st} = 0,175$ МПа)[48].

Кривые ползучести каждого семейства получены при одном постоянном и возрастающем степенями уровне касательных напряжений $\tau/\tau_{f,st}$, которые в правых частях рис.87 показаны сплошными линиями. Определены также диаграммы сопротивления сдвигу грунта (рис.84) и их параметры (см.табл.27) для двух значений влажности по соотношению (4.41).

Выбор условий испытания серий образцов-близнецов грунта был обусловлен необходимостью определения сдвиговой ползучести при сильно отличающихся друг от друга значениях сопротивления сдвигу. Это позволило получить более четкое представление о справедливости рассматриваемой закономерности сдвиговой ползучести для просадочных грунтов.

* Эксперименты выполнены Р.П. Малакяном при участии и под руководством автора.

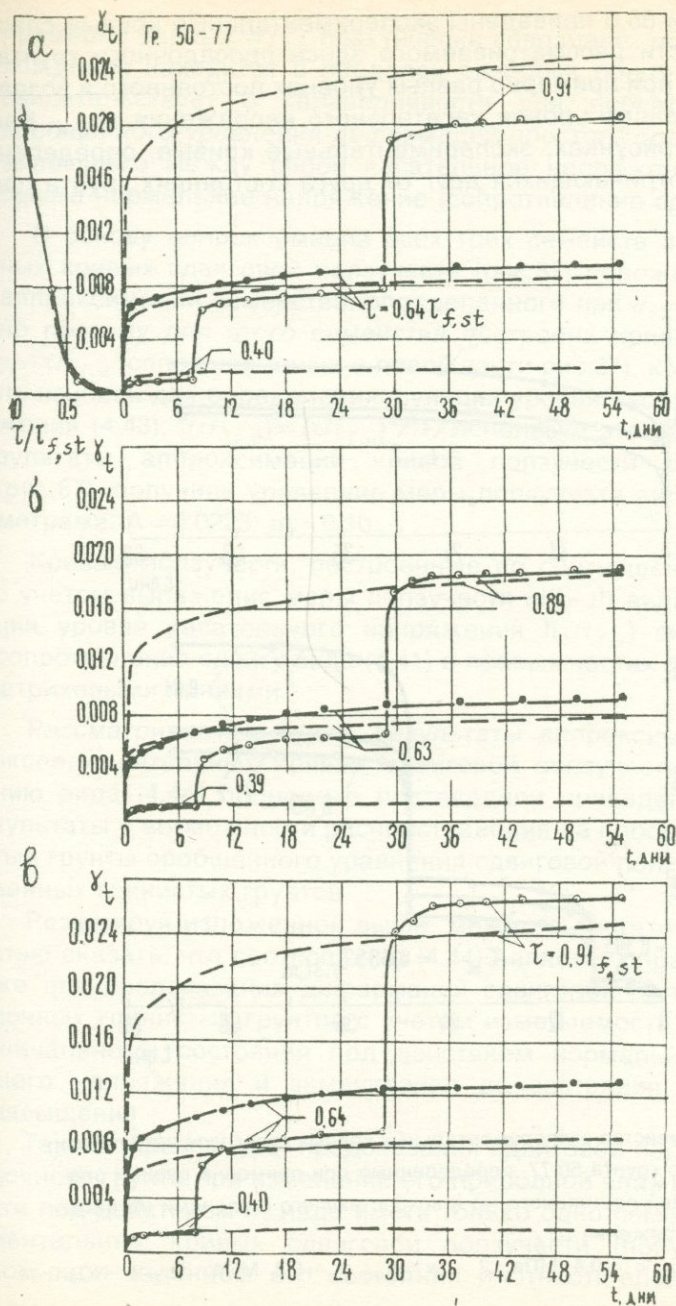


Рис. 87. Семейства экспериментальных кривых сдвиговой ползучести просадочного грунта 50-77 в трех его начальных состояниях влажности-плотности, кривая $\gamma_t - \tau/\tau_{f,st}$ (сплошные линии и их аппроксимация штриховые линии) соотношениями (4.44) с учетом $F(\tau/\tau_{f,st}) = (\tau/\tau_{f,st})^{3.04}$ и $\omega(t - \theta) = 0.0223(t - \theta)^{0.1}$. $a - \sigma_z = 0.3$ МПа, $w = w_{sat}$; $b - \sigma_z = 0.4$ МПа, $w = w_0$; $b - \sigma_z = 0.7$ МПа, $w = w_{sat}$.

На рис.88,а и 88,б приведены экспериментальные кривые сдвиговой ползучести рассматриваемого здесь просадочного грунта, определенные при примерно равных уровнях постоянного и возрастающего ступенями уровня касательного напряжения $\tau/\tau_{f,st}$. Как видно на этих рисунках, экспериментальные кривые, определенные в сильно отличающихся друг от друга состояниях грунта при

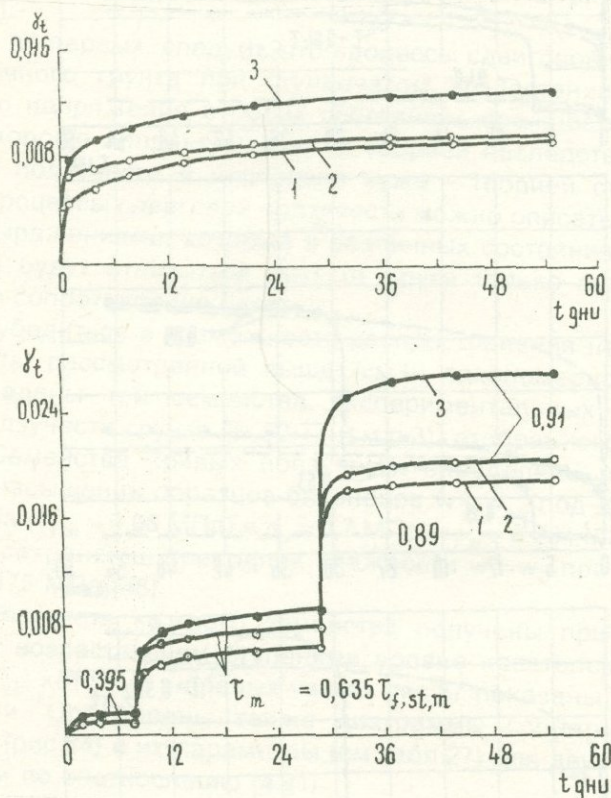


Рис.88. Семейства экспериментальных кривых сдвиговой ползучести просадочного грунта 50-77, определенные при примерно равных значениях уровней постоянного (а) и возрастающего ступенями (б) касательного напряжения $\tau/\tau_{f,st}$.

1 - $w = w_0$, $\sigma_z = 0,4$ МПа; 2 - $w = w_{sat}$, $\sigma_z = 0,3$ МПа; 3 - $w = w_{sat}$, $\sigma_z = 0,7$ МПа

примерно равных $\tau/\tau_{f,st}$ практически совпадают, поскольку их расхождение находится в пределах разброса опытных данных. Это свидетельствует о справедливости для просадочных грунтов обобщенного уравнения деформаций простого сдвига (1.161), связывающего между собой касательное напряжение-деформация сдвига-нормальное напряжение (сопротивление сдвигу)-время.

В основу аппроксимаций всех трех семейств экспериментальных кривых сдвиговой ползучести (рис.87) положены результаты аппроксимации семейства, определенного при $\sigma_z = 0,3$ МПа. Именно поэтому для этого семейства построена кривая зависимости $\gamma_t - \tau/\tau_{f,st}$ (сплошная линия в левой части рис.87), которая послужила основой для определения функции уровня касательного напряжения (4.43): $f(\tau/\tau_{f,st}) = (\tau/\tau_{f,st})^{3,04}$. Используя это выражение и результаты аппроксимации кривой ползучести для $\tau/\tau_{f,st} = 0,64$ (рис.87), получили уравнение меры ползучести вида (4.45) с параметрами: $A = 0,0223$, $m = 0,10$.

Кривые ползучести, построенные по соотношению вида (4.44), с учетом выражения меры ползучести $\omega(t - t_0)$ вида (4.45) и функции уровня касательного напряжения $f(\tau/\tau_{f,st})$ вида (4.43) и их сопротивления сдвигу вида (4.41) в правых частях рис.87 показаны штриховыми линиями.

Рассматриваемые здесь результаты аппроксимаций семейств экспериментальных кривых сдвиговой ползучести по соотношению вида (4.44) полностью подтвердили приведенные выше результаты о возможности распространения на просадочные глинистые грунты обобщенного уравнения сдвиговой ползучести обычных глинистых грунтов.

Резюмируя изложенное выше, можно с достаточной уверенностью сказать, что соотношение (4.44) является справедливым также для предсказания деформаций сдвиговой ползучести просадочных глинистых грунтов с учетом изменяемости их природного (начального) состояния под действием нормального уплотняющего напряжения и замачивания до состояния полного водонасыщения.

Таким образом, для предсказания сдвиговой ползучести просадочного грунта при изменении его природной влажности и плотности под действием σ_z надо иметь только одно семейство экспериментальных кривых сдвиговой ползучести (полученное в каком-либо заданном его состоянии плотности-влажности) и диа-

граммы сопротивления сдвигу, определенные в разных состояниях его влажности.

В заключение отметим, что в 1959 г. С.Е. Могилевской [87] были опубликованы результаты длительного сдвига образцов двух лесовых грунтов делювиально-пролювиального происхождения (Приташкентский район УзССР), полученные их испытанием на одноплоскостных срезных приборах при зазоре между каретками прибора в 1 мм. Ползучесть сдвиговых смещений была исследована на водонасыщенных образцах природного сложения под давлениями 0,1...0,3 МПа при различных значениях постоянного уровня касательного напряжения $\tau/\tau_f \leq 0,8$ в трех режимах испытания:

- а) $\sigma_z = \text{const}$, $\tau = \text{const}$;
- б) $\sigma_z = \text{const}$, $\tau \neq \text{const}$;
- в) $\sigma_z = \text{const}$, $\tau = \text{const}$, $\tau \neq \text{const}$.

Продолжительность опытов - до 340 суток.

Экспериментами был установлен длительный характер сдвиговых перемещений лессовых грунтов при сдвиге (ползучесть), снижение скорости указанных перемещений во времени t вследствие их упрочнения и изменяемость коэффициента вязкости η_{Vt} по экспоненциальному закону Н.Н. Маслова-Б. Перзоц [58, 130]:

$$\eta_{Vt} = \eta_{Vt,f} + (\eta_{Vt,0} - \eta_{Vt,f}) e^{-\Delta t}, \quad (4.48)$$

где $\eta_{Vt,f}$ - коэффициент конечной вязкости; $\eta_{Vt,0}$ - коэффициент начальной вязкости; t -время; Δ -параметр:

$$\Delta = \frac{1}{t} \ln \frac{\eta_{Vt,f} - \eta_{Vt,0}}{\eta_{Vt,f} - \eta_{Vt}}. \quad (4.49)$$

Для выражения связи между касательными напряжениями τ и скоростями сдвиговых смещений грунтов, следуя Н.Н. Маслову [54], С.Е. Могилевская использовала уравнение Шведова-Бингама (1.155) при переменном коэффициенте вязкости (4.48) [54; 58].

Очевидно, что ввиду невозможности определения зоны сдвига а (рис.15) образцов на одноплоскостных срезных приборах [79], полученные данные о коэффициенте вязкости исследованных грунтов имеют условный характер.

РЕОЛОГИЧЕСКИЕ СВОЙСТВА НАБУХАЮЩИХ ГРУНТОВ

П.1. Введение

Увеличение объема глинистого грунта при его увлажнении называется **набуханием**. Свойством набухания в той или иной степени обладают все глинистые грунты, и оно связано с гидрофильностью глинистых минералов. В особую группу специфических глинистых грунтов выделяют типичные «набухающие» - нормально уплотненные и переуплотненные их разновидности.

Набухающие глинистые грунты широко распространены во всех континентах. Они наиболее часто встречаются в южных районах — в зонах сухих и полупустынных равнинных районов, для которых характерны незначительное количество атмосферных осадков и дефицит влажности воздуха (табл.28). В отличие от лессовых-просадочных грунтов, набухающие глинистые грунты занимают как покровное положение, так и располагаются на значительной глубине (до 500 м) от поверхности земли [94].

Наиболее ярко выраженным набуханием обладают морские мелководные и озерно-аллювиальные глинистые грунты, которые формировались в замкнутых бассейнах в условиях засушливого климата [24]. Значительным набуханием обладают также глубоко-водные морские дислоцированные переуплотненные грунты (Н.Я. Денисов, 1951).

С явлением набухания тесно связано обратное ему явление **усадки глинистых грунтов** - уменьшение их объема при потере влаги путем испарения (высыхания). Как отмечают Л.В. Передельский и В.П. Ананьев [94], набухание и усадка - это две взаимно противоположные стороны одного и того же процесса, и они не должны рассматриваться в отрыве друг от друга. По их мнению:

- а) набухающие грунты испытывают сезонные объемные деформации-набухание и усадку, которые имеют обратимый характер;
- б) наибольшее набухание характерно для грунтов, обладающих и наибольшей усадкой;
- в) максимум набухания для данного грунта возможен лишь после проявления максимальной усадки и наоборот (при прочих равных условиях).

Следовательно, все набухающие глинистые грунты могут быть названы и усадочными грунтами.

Таблица 28

Основные показатели набухающих грунтов СССР

(по материалам Е.А. Сорочана, В.Г. Чунихина, Г.А. Заговоры, А.М. Монюшко, Т.У. Багирова, Л.В. Передельского, др.)

Возраст глин	Гене- зис	Район	Климатичес- кая зона по Ф.Н. Миль- кову (1964)	Глинистые минералы (преобла- дающие)	Содер- ержа- ние фрак- ции < 5мк, %	w_0	n/e	Коэф- фици- ент уп- лот- нен- ности k_d	w_L	w_p	I_p	$\Delta h_{sw},$ %	w_{sw}	$\sigma_{sw,0}$ МПа
Хвалин- ские -	Морс- кие мелко- вод.	Нижнее Поволжье	Степи и по- лупустыни	Гидрослю- да, примесь монтморилло- нита	71	0,26	45,0/ /0,82	0,9	0,58	0,22	0,36	12	0,46	0,4-1,05
Майкопские	Морс- кие	Керченский п-ов	Сухие степи	Монтморилло- нит, гидро- слюда, реже каолинит	85	0,46	53,3/ /1,14	1,0	0,73	0,42	0,31	16	0,56	0,4
Голоценовые	Озер- но-аллю- виаль- ные	Дельты Те- река, Су- пака	Полупус- тыни	Гидрослюда, смешанно- слоистые, при- месь монт- мориллонита	56-71	0,22	46/ /0,85	0,9	0,51	0,28	0,23	9	0,40	0,3
Сарматские	Морс- кие	Центральное Предкавказье	Степи	Монтморилло- нит, гидрослю- да	до 90	0,36	50,0/ /1,00	1,07	0,67	0,38	0,29	10	0,56	0,04-0,5
Аральские	Морс- кие мелко- вод- ные	Павлодарское Прииртышье	Сухие степи	Монтморилло- нит	78	0,22	44,0/ /0,80	1,0	0,68	0,29	0,39	11	0,36	0,15-0,5

Четвертичные бакинского яруса	Морские	Апшеронский п-ов	Полупустыни	Монтмориллонит, гидрослюда, реже каолинит	65	0,07-0,25	50,0/ /1,0	0,8-2,0	0,63	0,30	0,33	10-20	0,36	0,1-0,35
Четвертичные (майкопские глины)	Делювиальные	Центральное Предкавказье	Степи	Гидрослюда	76	0,23	42/ /0,72	0,95	0,53	0,25	0,28	14	0,39	0,2
Четвертичные	Озерно-аллювиальные	Дельта Аму-Дарьи	Полупустыни и пустыни	Гидрослюда, монтмориллонит	67	0,21	50/ /1,0	0,90	0,62	0,33	0,29	12	0,52	-
Зеленоватые-серые-среднего антропогена	Озерные	Центральный Казахстан	Полупустыни	Гидрослюда	44	0,18	36/ /0,56	1,0	0,48	0,21	0,27	6-8	0,32	0,35
Киммерийские песчаные	Морские мелководные	Керченский п-ов	Сухие степи	Монтмориллонит, реже гидрослюда и каолинит	20	0,27	42/ /0,72	1,1	0,49	0,29	0,20	10	0,43	0,25

Влияние набухания и усадки глинистых грунтов на здания и сооружения. В литературе описано много случаев деформаций и разрушений зданий и сооружений вследствие набухания и усадки глинистых грунтов их оснований. В табл.29 приведены данные Г. Айтчинсона (1953) [24] о вертикальных перемещениях поверхности земли при изменении влажности набухающих грунтов.

Вертикальные перемещения поверхности земли могут проявляться и при больших глубинах. Например, в Техасе эта глубина доходит до 7,5 м, а в Бирме до 8 м [24].

По данным И.Дж. Фелта (1953) [24], при покрытии водой тяжелых глин Техаса ($w_0 = 0,09 \dots 0,12$; $w_L = 0,38 \dots 0,58$; $I_p = 0,18 \dots 0,41$) подъем поверхности достиг до 10 см. Причем увлажнение грунтов до $w = 0,15 \dots 0,18$ на глубине до 2,6 м происходило в течение одного месяца, до шести месяцев не наблюдалось изменения влажности. На глубине 2,7...4,2 м имело место некоторое возрастание влажности (примерно на 0,02...0,04), а подъем поверхности продолжался в течение всего времени ведения наблюдений. Приведенные выше наблюдения подтверждают длительность процесса набухания грунтов.

Деформации набухания и усадки оказывают отрицательное влияние на поведение сооружений, возведенных на набухающих (усадочных) грунтах. Например, во время засухи 1952...1953 годов в пределах г. Канзас (США), по данным К.В. Тейлора (1955) [24], примерно 65 % жилых домов были подвержены тем или иным деформациям. Причем стоимость среднего ремонта одного жилого дома изменялась в пределах 600...3000 долларов. Ущерб, нанесенный только этому городу усадкой грунтов, составил несколько десятков миллионов долларов. Как было сказано выше (см.гл.IV,п.I), усадка глинистых грунтов может быть обусловлена также повышением их температуры под действием различных источников тепла.

Возведение зданий и сооружений на высохших переуплотненных набухающих грунтах таит в себе опасность набухания при увлажнении как за счет атмосферных осадков, так и за счет утечки воды из водопроводной и канализационной сетей и т.д. В этом случае наблюдаются их деформации в виде появления трещин, порой недопустимых, вследствие неравномерного подъема зданий и сооружений. Наблюдениями Д.И. Дженингса (1953) [24] установлено, что в южной Африке подъем зданий, возведенных на набухающих грунтах, не завершается на протяжении 4,5 лет и нет связи между деформациями набухания и атмосферными

Таблица 29

Режим влажности суглинков и глин и вертикальные перемещения поверхности

	Коричневые и красно-корич- невые суглинки и карбонатные глины	Серо-коричне- вые суглинки и легкие ко- ричневые гли- ны	Серые и черные глины
Глубина сезонного из- менения влажности, м...	2,4...3,0	0,9...1,2	2,1...2,7
Вертикальное переме- щение поверхности грунта, мм...	35	15	8
Глубина, до которой наб- людаются сезонные пе- ремещения, м...	2,1	0,6	2,1

осадками. Большое количество деформаций зданий имело место в Бирме, где здания построены на маловлажных глинах ($S_r < 1$), содержащих значительное количество иллита и монториillonита ($w_L = 0,56...0,70$; $I_p = 0,18...0,25$) [23].

Как отмечал Н.Я. Денисов [24], давление 0,15 МПа на грунтовое основание обеспечивает устойчивость сооружений в условиях Бирмы, оно по величине близко к значениям давления свободного набухания грунтов, средняя величина которого равна 0,175 МПа. Известны случаи разрушения облицовки каналов, возведенных в набухающих глинистых грунтах.

Деформации зданий и сооружений до недопустимых для них величин имели место и в южных районах нашей страны. Л.В. Передельский и В.П. Ананьев [94] описали деформации строящихся и уже выстроенных зданий вследствие набухания и усадки глинистых грунтов их оснований в г.г. Волгограде, Керчи, Джезказгане, Краснодаре, Харькове, Кишиневе, Элисте и др. По их данным эти деформации наиболее ярко выражены в деформациях одно-двухэтажных зданий, построенных в пос. Черноморск Краснодарского края.

Приведенные выше примеры деформаций зданий и сооружений вследствие набухания при увлажнении и усадке при высыхании (потери влаги путем испарения) глинистых грунтов свидетельству-

ют о том, что рассматриваемые в этой главе вопросы имеют большое научное и народнохозяйственное значение. При возведении зданий и сооружений на набухающих (усадочных) грунтах нельзя не считаться с указанными выше деформациями - они должны быть учтены как при проектировании фундаментов, так и при их возведении и эксплуатации. Для этого в первую очередь следует знать механические (прочностные и деформационные) и реологические (длительная прочность, ползучесть и релаксация напряжений) свойства набухающих (усадочных) грунтов, уметь всесторонне исследовать эти свойства с учетом многих влияющих на эти свойства факторов и достаточно точно определить их основные характеристики.

Очевидно, что для осуществления сказанного выше следует знать природу явления набухания и усадки глинистых грунтов.

О природе набухания и усадки глинистых грунтов. Природа набухания и усадки глинистых грунтов исключительно сложна. Ее изучением начали заниматься с самого начала формирования новых областей науки - механики грунтов, грунтоведения и инженерной геологии. Этой проблеме посвящено огромное количество работ, однако она еще не до конца разрешена, и есть много неясных вопросов, связанных с природой взаимодействия воды с твердыми частицами в дисперсных средах вообще, с глинистыми минералами в частности. Причем вопросы природы усадки глинистых грунтов в литературе освещены значительно слабее, чем вопросы природы их набухания.

Вопросы природы набухания и усадки глинистых грунтов выходят за рамки этой книги, тем не менее считаем необходимым рассмотреть некоторые основные их теории и гипотезы для лучшего понимания изложенного материала по исследованию реологических свойств набухающих грунтов. Отметим также, что при исследовании реологических свойств набухающих грунтов - их прочности и ползучести — мы исходим из феноменологических позиций, основанием для которых служили полученные из макроэксперимента данные [79].

Первой теорией, посвященной вопросам природы набухания и усадки глинистых грунтов, является капиллярная теория К. Терцаги [113], развитая в работах Н.М. Герсеванова, Г.И. Покровского и других. Согласно этой теории, усадка грунта обусловлена испарением воды из пор, сопровождаемым сжатием скелета капиллярным давлением, приложенным по всей их свободной поверхности. Теория предполагает, что каждому значению коэффици-

ента пористости e грунта соответствует определенная величина капиллярного давления p_k , т.е. имея диаграмму $e - p_k$, можно для любого состояния высохшего грунта по величине e определить значение капиллярного давления p_k , величина которого, по К.Терцаги, может дойти до нескольких десятков МПа. По этой теории набухание есть результат упругого расширения пор вследствие проникания воды в грунт и устранения капиллярного давления по причине устранения менисков.

Б.Ф. Рельтов (1947) на основании опытов ряда авторов и собственных опытов показал, что капиллярная теория Терцаги-Герсеванова не в состоянии объяснить природу набухания и усадки грунтов, поскольку влияние поверхностного натяжения жидкой фазы на степень усадочного уплотнения грунтовой массы весьма слабое. Основываясь на современных представлениях о физико-механическом взаимодействии между твердой и жидкой фазами грунтовой массы, он пришел к выводу, что испарению и уменьшению толщины водных пленок между частицами принадлежит решающая роль в процессах усадки.

Аналогичное мнение было высказано Н.Я. Денисовым [24] при рассмотрении вопроса о набухаемости глинистых грунтов.

На основании современных физико-химических представлений о строении и поведении коллоидов А.М. Васильев [15] развил **адсорбционную теорию набухаемости грунтов** - теорию сольватных оболочек, в основе которой лежит понятие о двойном электрическом слое (ДЭС) вблизи поверхности твердой частицы и о диффузной (ионной) атмосфере вокруг нее (рис.89,а). Согласно этому понятию, твердая поверхность дисперсной частицы имеет отрицательный заряд ($-\sigma_0$), поверхностная плотность которого образует как бы внутреннюю обкладку конденсатора, а ионы (катионы), находящиеся в объеме жидкости, образуют внешнюю обкладку противоположного знака и делятся на адсорбционную и диффузную части соответственно с плотностями зарядов σ_1 и σ_2 (рис.89,а). Система в целом электронейтральна ($-\sigma_0 = \sigma_1 + \sigma_2$). Разность потенциалов, возникающая на границе раздела фаз грунта, характеризуется **фазовым**, или **термодинамическим** потенциалом ψ_0 , который в пределах адсорбционного слоя снижается на величину ψ_1 , а в пределах диффузного слоя - ψ_2 .

Полярные молекулы воды, попадая в электрическое поле, созданное ядром и противоионами мицеллы (рис.89,в) - коллоидным ядром с адсорбционным слоем ионов и ионной атмосферой, принимают ориентированное положение у поверхности, носящей отри-

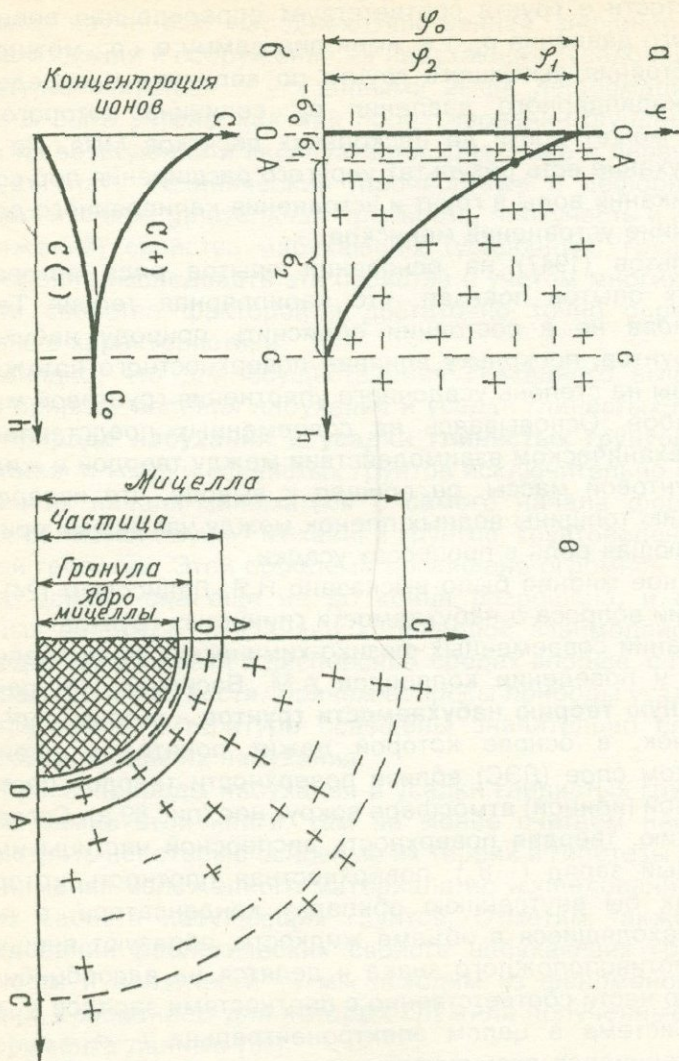


Рис.89. Схема строения двойного электрического слоя вблизи твердой поверхности грунтовой частицы, падения потенциала ϕ (а), схема мицеллы (в) и график изменяемости концентрации ионов в зависимости от расстояния до поверхности частицы (б) в пределах ДЭС.

ОА - адсорбционная часть ДЭС; АС - диффузная часть ДЭС

цательный заряд, и группируются вокруг ионов, заряженных положительно. В диффузной оболочке, кроме ориентированных молекул воды, находится и свободная вода. Молекулы воды на рис.89,а и 89,в не показаны.

Ионы адсорбционного слоя, непосредственно окружающие частицу, удерживаются прочно, а диффузного слоя - менее прочно. По мере удаления от поверхности частицы концентрация ионов в диффузном слое с зарядом, противоположным заряду частицы, убывает, а с одинаковым зарядом-увеличивается, и на определенном расстоянии обе концентрации выравниваются (рис.89,б) [22, 110]. Это расстояние определяет толщину диффузного слоя. Поэтому образование прочносвязанной воды происходит в адсорбционном слое, а рыхлосвязанной воды—в диффузном слое АС (рис.89,а,б). Толщина ионной атмосферы (диффузной оболочки) зависит от гидратируемости и диссоциируемости ионов и концентрации свободных электронов в жидкой фазе. Мощные диффузные оболочки имеются у мицелл с сильно гидротированными и сильно диссоциированными ионами натрия, которые способствуют их сильному набуханию в воде и сильной сжимаемости при усадке [15].

В целях объяснения свойств глинистых грунтов Б.В. Дерягин [28] воспользовался явлением **расклинивающего давления**, обнаруженного им и его коллегами и наблюдаемого при утончении прослойки воды, ограниченной двумя твердыми поверхностями. Опытами было установлено, что уменьшение внешнего давления приводит к обратному утолщению жидкой прослойки и к установлению термодинамического равновесия, обусловленного действием поверхностных сил, зависящих от толщины слоя и расстояния между фазовыми поверхностями. Что же касается природы сил расклинивающего давления, то общими являются силы ионно-электрического отталкивания, возникающие при перекрытии ионных атмосфер — одноименно заряженных диффузных слоев, образованных в тонком слое на двух его фазовых границах раздела (рис.90,а).

Наряду с близко действующими ионно-электрическими силами расклинивания в дисперсных глинистых грунтах действуют также силы магнитного и молекулярного дальнего действия. Это значит, что взаимодействие двух соседних частиц (структурных элементов грунта) происходит при совместном действии указанных сил и, в зависимости от их расстояния и соотношения, будут преобладать или силы отталкивания, или силы притяжения (рис.90,в). Зависи-

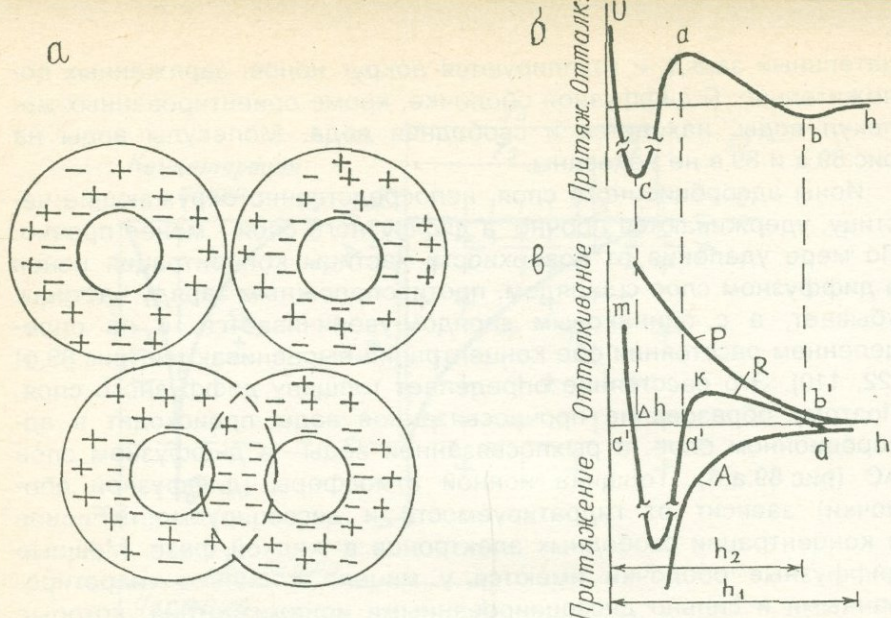


Рис.90. Соприкасание и перекрытие ионных атмосфер двух соседних частиц (а), потенциальная (б) и силовая (в) кривые взаимодействия между частицами грунта.

U - суммарная потенциальная; A - сила притяжения; P - сила отталкивания; R - результирующая сила; h - расстояние между частицами; c - первый потенциальный минимум; b - второй потенциальный минимум, a - энергетический барьер

мость суммарного потенциального и силового взаимодействия между частицами глинистых грунтов от их расстояния на рис.90,б и 90,в изображены кривыми $u-h$ и $R=(P-A)-h$ [110].

Потенциальная кривая взаимодействия между частицами глинистых грунтов может иметь два потенциальных минимума (b, c) и энергетический барьер (a) (рис.90,б). Для двухфазных глинистых грунтов при $h_2 < h < h_1$ имеет место перевес дальнедействующих сил молекулярного и магнитного притяжения (на рис.90,в участок $b'-d$) и равновесие сил притяжения и отталкивания в точке b второго потенциального минимума. По мере сближения частиц до 10...100 нм проявляется преобладание сил ионно-электрического отталкивания одноименно заряженных диффузных слоев.

Эти силы обуславливают существование энергетического барьера, препятствующего сближению частиц. Когда работа внешних сил превышает энергетический барьер, происходит сближение

частиц на величину Δh и их переход в первый потенциальный минимум (точка с на рис.90,б), где имеет место равновесие сил молекулярного и ионно-электрического притяжения и бороновского отталкивания на малых расстояниях порядка 0,5 нм. На участке с'а' преобладают силы притяжения. Дальнейшее сближение частиц до 0,1...0,3 нм приводит к переходу сил притяжения в силы упругого бороновского отталкивания (участок с'т на рис.90,в) [110].

В случае трехфазных глинистых грунтов характер суммарной потенциальной u (рис.90,б) и силовой R кривых существенно изменяется под действием капиллярных сил [110].

Изложенное выше позволило С.В. Нерпину и Б.В. Дерягину (1961) рассмотреть набухание грунтов как результат расклинивающего давления воды, возникающего при их увлажнении.

Наряду с влиянием расклинивающего давления ионно-электрической природы, набухание глинистых грунтов обусловлено также **осмотическими явлениями** [110], которые, по Б.Ф. Рельтову и Н.А. Навицкой (1954), связаны с наличием разности концентрации солей в поровом растворе и в воде, окружающих породу.

При осмосе имеет место одностороннее перемещение воды (или малоконцентрированного раствора) через атмосферу глинистой мицеллы (рис.89), где полупроницаемой мембраной служат глинистые частицы с катодной атмосферой диффузного слоя [43]. При осмосе у базальных поверхностей кристаллов образуется осмотическая вода [110], а в гидратно-ионном слое проявляется **осмотическое давление** [43]. Причиной полупроницаемости грунтов при диффузии через них электролитов является наличие двойного электрического слоя на границе раздела фаз. Этот слой способствует торможению анионов из-за избытка положительного заряда и всего диффузионного потока по закону электронейтральности, при условиях беспрепятственного диффундирования молекулы воды навстречу диффузии, стремясь разбавлять более концентрированный раствор [110].

В отличие от рассмотренного выше **нормального осмоса**, движение воды может иметь и направление диффузии-«аномальный осмос». Т.е. направление потока воды, в зависимости от концентрации раствора, может быть разным.

По мнению ряда авторов, осмотическое явление зависит от минерального состава грунта, а другие считают, что в процессе набухания роль осмотического явления невелика [94]. По К. Норришу [129], набухание глинистых грунтов протекает в двух стадиях.

В первой стадии - при изменяемости влажности грунта почти до максимальной молекулярной гигроскопичности, когда его объемные деформации незначительны, набухание обусловлено количеством поглощенной адсорбционными силами влаги.

Во второй стадии набухание глинистого грунта обусловлено поглощением (сорбцией) влаги вследствие осмотических сил, возникающих у поверхности глинистых частиц в результате избыточной активности «отдиссоциированных» с поверхности частиц обменных ионов (катионов) или противоионов двойного электрического слоя при низкой (< 1 н) концентрации взаимодействующего с грунтом раствора. Следовательно, в этой стадии набухания происходит значительное увеличение объема грунта.

В настоящее время, на основании новых данных в области взаимодействия грунта с водой, считается, что набухание грунтов обусловлено адсорбционными, осмотическими и капиллярными силами, значения которых на разных этапах его увлажнения различны [94].

Е.М. Сергеев [110] набухаемость глинистых грунтов считает обусловленной: 1) составом и структурой твердой части грунта; 2) химическим составом взаимодействующего с глиной раствора, 3) внешними факторами (давление, температура).

Влияние состава глинистого грунта на его набухаемость, по Е.М. Сергееву, в первую очередь зависит от содержания глинистых минералов, органических веществ, дисперсности, количества и вида обменных катионов — поверхностной и ионной активности. Из числа глинистых минералов наибольшей набухаемостью обладает монтмориллонит, средней набухаемостью — гидрослюда, а наименьшей — каолинит. Наибольшая набухаемость монтмориллонита обусловлена раздвижностью его кристаллической решетки и расширением последней гидратацией межслоевых катионов. В отличие от монтмориллонита в других глинистых минералах нет внутрикристаллического набухания, а набухание за счет химического связывания воды внешними базальными поверхностями агрегатов одинаково для них всех.

Чем выше дисперсность грунта, тем выше его удельная поверхность и емкость обмена. Например, когда в грунте в основном содержатся частицы крупнее 0,002...0,001 мм, при увлажнении имеет место его уплотнение под действием капиллярных сил. При размере частиц $< 0,001$ мм имеет место заметное, а при размере частиц $< 0,0005$ мм - наибольшее набухание [110]. Наибольшей набухаемостью обладают грунты с коагуляционной структурой

[110]. Нарушение природной структуры грунта способствует увеличению его набухаемости. На свойства набухаемости грунтов влияют также их периодическое увлажнение-высушивание-увлажнение.

На набухаемость глинистых грунтов оказывают большое влияние химический состав и концентрация растворов электролитов как в смысле изменения гидрохимических условий, так и влияния на степень диссоциации обменных ионов вблизи поверхности твердых частиц и на осмотический процесс их гидратации (см. выше). На рассматриваемые свойства глинистых грунтов оказывают существенное влияние также внешние факторы - увлажнение, давление, температура и др. [110].

Основные показатели набухающих свойств глинистых грунтов.

Набухающие свойства глинистых грунтов характеризуются :

1) наибольшей величиной относительной компрессионной деформации **свободного набухания** ($-\epsilon_{sw,0}$), равной наибольшей относительной объемной деформации ($-\theta_{sw,0}$):

$$-\epsilon_{sw,0} = -\theta_{sw,0} = -\frac{h_{sat} - h_0}{h_0} = -\frac{\Delta h_{sw,sat}}{h_0}, \quad (5.1)$$

(h_0 - начальная высота образца; h_{sat} - высота образца после свободного набухания; $\Delta h_{sw,sat}$ - абсолютная величина набухания), определяемой при их дополнительном увлажнении в условиях отсутствия бокового расширения и внешнего уплотняющего давления; 2) величиной наибольшей влажности свободного набухания $w_{sw,0}$; 3) наименьшей плотностью свободного набухания $\rho_{sw,0}$ и 4) давлением свободного набухания $\sigma_{sw,0}$, определяемого при увлажнении образца в условиях компрессии при отсутствии внешнего уплотняющего давления.

По величине свободного набухания ($-\epsilon_{sw,0}$) и давления свободного набухания ($\sigma_{sw,0}$) грунты подразделяются на четыре основные группы (табл.30) [105].

При предварительной оценке по СНиП II-15-74 набухающими считаются грунты, для которых величина показателя П (4.1) равна или больше 0,3 ($П \geq 0,3$).

Величина $-\epsilon_{sw,0}$, при всех равных условиях, зависит как от типа прибора, так и от высоты образца [79, 105]. Влияние типа компрессионного прибора на величину $-\epsilon_{sw,0}$ обусловлено влиянием массы штампа, а высота образца - трением, возникающим между образцом и стенками рабочего кольца. Чтобы обеспечить наиболее точное определение деформации свободного набухания, дав-

Классификация набухающих грунтов по деформациям свободного набухания ($-\epsilon_{sw,0}$) и давления свободного набухания $\sigma_{sw,0}$

Вид грунта	Величина свободного набухания $-\epsilon_{sw,0}$	Давление свободного набухания $\sigma_{sw,0}$, МПа
Ненабухающий	$< 0,01$	$< 0,025$
Слабонабухающий	$0,04 \dots 0,10$	$0,025 \dots 0,10$
Средненабухающий	$0,10 \dots 0,15$	$0,10 \dots 0,25$
Сильнонабухающий	$> 0,15$	$> 0,25$

ление штампа на образец должно быть не более 0,00006 МПа [105]. Для сведения к минимуму влияния бокового трения вместо сплошного рабочего кольца образец помещают в набор защитных колец, которые свободно перемещаются вместе с набухающим грунтом.

По данным Е.А. Сорочана [109], влажность набухания $w_{sw,0}$ природных грунтов всегда меньше их влажности на пределе текучести w_L и примерно равна $w_{sw,0} = (0,6 \dots 0,75)w_L$, а для грунтов нарушенной структуры: $w_{sw,0} \geq w_L$. Давление свободного набухания глинистых грунтов зависит от многих факторов и изменяется в широких пределах - от сотых долей МПа до нескольких МПа.

Усадка грунта характеризуется наибольшим значением относительного уменьшения объема $V_{ds,0}$ и влажностью предела усадки $w_{ds,0}$:

$$V_{ds,0} = \frac{V_0 - V_f}{V_0}, \quad (5.2)$$

где V_0 - начальный объем образца; V_f - объем образца после усадки - высыхания на воздухе.

Согласно СНиП II-15-74, усадка грунта характеризуется конечной (наибольшей) величиной относительной деформации усадки:

$$\epsilon_{ds,0} = \frac{h_0 - h_f}{h_0}, \quad (5.3)$$

где h_0 - начальная высота образца в компрессионном приборе; h_f - высота образца после усадки.

Сведения об основных свойствах набухающих грунтов. По данным Е.А. Сорочана и др. [94], влажность распространенных в южных областях и республиках СССР набухающих грунтов в 240

основном изменяется в пределах $w_0 = 0,18 \dots 0,46$. Причем величины природной влажности этих грунтов мало отличаются от их влажности на пределе пластичности (табл.28) [94]. Это значит, что широко распространенные в СССР набухающие грунты в природных условиях находятся в твердом и полутвердом состояниях.

Пористость рассматриваемых грунтов очень высокая ($> 42\%$). Плотность сарматских набухающих глин, по данным А.М. Монюшко (1985), колеблется в пределах $\rho = 1,827 \dots 1,869 \text{ г/см}^3$, а плотность твердых частиц: $\rho_s = 2,725 \dots 2,758 \text{ г/см}^3$. В этих грунтах очень высоко содержание глинистых фракций (табл.28). По данным центральной лаборатории Управления геологии Армении, в бентонитовых глинах Саригюхского месторождения фракция $0,060 \dots 0,0015 \text{ мм}$ составляет $25,3\%$, а содержание фракции $< 0,0015 \text{ мм}$ - $65,1\%$. После обработки глины пирофосфорнокислым натрием ($\text{Na}_4\text{P}_2\text{O}_7$) было установлено значительное повышение содержания фракции $< 0,0015 \text{ мм}$ - до $83,4\%$ за счет дезинтеграции агрегированных частиц фракции $0,060 \dots 0,0015 \text{ мм}$ [2].

Давление свободного набухания грунтов природного сложения изменяется в пределах $\sigma_{sw,0} = 0,025 \dots 0,5 \text{ МПа}$ (табл.28), а по нашим данным [69] давление свободного набухания хвалинских глин, отобранных из района г. Волгограда, равно $0,7 \text{ МПа}$ (см.ниже). У грунтов нарушенного сложения его величина доходит до нескольких МПа. Для глин Южной Африки [24] величина давления свободного набухания изменяется в пределах $0,3 \dots 0,5 \text{ МПа}$, а бентонитовых глин Техаса - достигает до $1,5 \text{ МПа}$.

Если свободное набухание грунтов природного сложения изменяется в пределах $-\varepsilon_{sw,0} = 0,09 \dots 0,16$, и они относятся к грунтам средней набухаемости (табл.28), то при нарушении их структуры $-\varepsilon_{sw,0}$ может быть до одного порядка выше приведенных величин. Совершенно ясно, что величины как свободного набухания $-\varepsilon_{sw,0}$, так и давления свободного набухания $\sigma_{sw,0}$ изменяются в широких пределах и всецело обусловлены состоянием грунта - его плотностью, влажностью и структурной прочностью.

Методы определения деформационных характеристик набухающих грунтов. Основной деформационной характеристикой набухающих грунтов является относительная компрессионная деформация набухания $-\varepsilon_{sw}$ и ее зависимость от величины уплотняющего давления p_1 . Для их определения существуют три метода и соответствующие им три схемы испытания образцов: а) метод одной кривой—схема 1; б) метод двух кривых—схема 2 и в) метод обратной кривой—схема 3 (рис.91) [109].

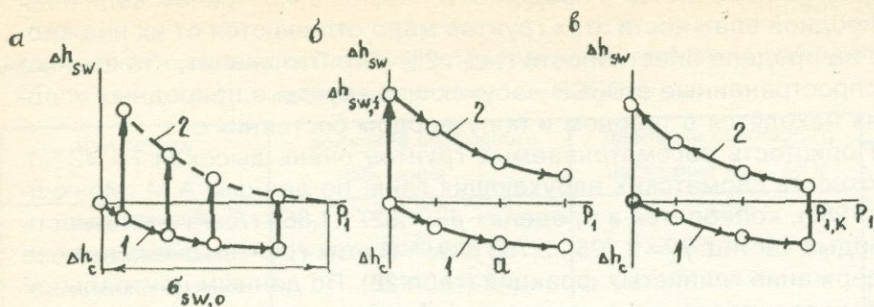


Рис.91. Схемы определения набухаемости глинистых грунтов при одномерном деформировании.

а - метод одной кривой; б - метод двух кривых; в - метод обратной кривой;

1 -- $w = w_0$, 2 -- $w = w_{sw}$

По методу одной кривой в условиях компрессии испытывают несколько образцов-близнецов под действием ступенчато-возрастающих давлений до различных значений $p_{1,1}, p_{1,2} \dots p_{1,k}$. После стабилизации деформаций уплотнения образцов под действием различных уплотняющих давлений замеряют деформации Δh_c и строят кривую $\Delta h_c - p_1$ для грунта природной влажности w_0 (кривая 1 на рис.91,а). Затем, под действием тех же нормальных напряжений p_1 , образцы замачивают до полного водонасыщения и стабилизации деформаций набухания, фиксируют наибольшие значения деформаций набухания образцов Δh_{sw} для каждого значения p_1 и строят кривую $\Delta h_{sw} - p_1$ (кривая 2 на рис.91,а). По разности ординат указанных кривых определяют величину относительной деформации набухания по выражению (5.1).

По методу двух кривых испытывают два образца-близнеца. Один из образцов испытывают на компрессию при природной влажности w_0 , а второй образец в начале замачивают в условиях отсутствия внешнего давления до полного водонасыщения и стабилизации деформаций свободного набухания — Δh_{sw} , затем испытывают на уплотнение по обычной методике. По полученным из опытов данным строят две компрессионные кривые $\Delta h_c - p_1$ (кривая 1 на рис.91,б) и $\Delta h_{sw} - p_1$ (кривая 2 на рис.91,б), а по разности их ординат (ав) вычисляют относительные деформации набухания — ϵ_{sw} для различных значений p_1 .

По методу обратной кривой (кривой разгрузки, декомпрессии) испытывают только один образец, который вначале уплотняют под

нагрузкой до $p_{1,k}$, превышающей давление по подошве фундамента при природной влажности грунта w_0 , а после стабилизации деформаций уплотнения замачивают до полного водонасыщения. После стабилизации деформаций набухания образец грунта постепенно - ступенями разгружают до нуля при непрерывном замачивании. По полученным данным строят две компрессионные кривые $\Delta h_c - p_1$ и $\Delta h_{sw} - p_1$ (рис.91,в), а по разности их ординат вычисляют величины относительной деформации набухания $-e_{sw}$ для различных значений давления p_1 по соотношению (5.1).

Исследованиями Е.А. Сорочана [109] установлено, что значения $-e_{sw}$, определенные разными методами, не одинаковы, поскольку они соответствуют разным условиям деформирования грунтов. Им установлено, что при переходе от метода одной кривой к методу двух кривых $-e_{sw}$ возрастает в 1,5...9 раза, а при переходе к методу обратной кривой - она уменьшается до 1,5 раза. Это обусловлено необратимостью деформаций набухания и обратимостью деформаций уплотнения набухающих грунтов (см.п.3). Е.А. Сорочан совершенно справедливо отмечает, что для решения практических задач следует применять методику, наиболее отражающую работу грунта в основании сооружений.

В отличие от изложенного выше, свободное набухание грунтов (набухание при отсутствии внешнего давления) определяют в приборах конструкции А.М. Васильева [86] (рис.93,а).

Набухающие глинистые грунты, как и другие их разновидности, обладают свойством длительного деформирования - **свойством ползучести**, которое проявляется при самых различных условиях их напряженно-деформированного состояния. Набухание (разуплотнение) грунта под влиянием увлажнения является ярко выраженным длительно протекающим процессом. Замачивание набухающего грунта в условиях отсутствия бокового расширения и внешних силовых воздействий приводит к длительному свободному набуханию. Внешнее уплотняющее давление, в зависимости от его уровня по отношению к величине давления свободного набухания $\sigma_{sw,0}$, ограничивает ($p_1 < \sigma_{sw,0}$), полностью исключает ($p_1 = \sigma_{sw,0}$) набухание или же приводит к уплотнению грунта во времени ($p_1 > \sigma_{sw,0}$). Причем, если длительная деформация набухания грунта под действием той или иной нагрузки, в том или ином напряженно-деформированном состоянии является реологическим процессом, протекающим совместно с физико-химическими явлениями, то свободное набухание является чисто физико-хими-

ческим процессом, для описания которого можно использовать аппарат реологии грунтов.

Вопросы исследования ползучести и прочности (сопротивления сдвигу) набухающих глинистых грунтов с учетом изменяемости их начальной влажности и других факторов представляют большой научно-практический интерес для прогноза длительного их поведения в основаниях зданий и сооружений, на природных склонах и откосах грунтовых сооружений, каналов и т.д. Эти вопросы только недавно привлекли внимание исследователей. В настоящее время проделана определенная работа в этой области, результаты которой являются предметом рассмотрения этой главы книги.

П.2. Давление свободного набухания глинистых грунтов

Методы определения давления набухания грунтов. Давление свободного набухания глинистых грунтов, согласно изложенному выше условию (см.п.1), определяют в компрессионных приборах путем увлажнения образцов восходящим потоком воды в условиях отсутствия внешнего уплотняющего давления и деформаций объема (набухания). Давление свободного набухания образцов определяют **косвенным** и **прямым** методами [86].

Косвенный метод определения давления свободного набухания состоит из нескольких способов испытания образцов грунтов, из которых мы рассмотрим только два. Сущность первого способа, называемого способом **арретирного хода**, заключается в том, что к арретированному образцу в компрессионном приборе, снабженном стопорной (арретирной) гайкой [67], подается восходящий поток воды, а возникающее в нем давление набухания воспринимается указанной гайкой через поршень прибора. После полного водонасыщения образца в условиях постоянства объема к нему прикладывают нагрузки небольшими ступенями, возрастающие через небольшие интервалы времени (5...20 минут), и фиксируют начало его деформирования (уплотнения) мессурой - индикатором часового типа. Давление, соответствующее началу деформирования образца, считают равным давлению свободного набухания $\sigma_{sw,0}$.

Другим, наиболее приемлемым косвенным способом определения давления свободного набухания является метод одной кривой (см.выше). По этому методу строят кривую зависимости $\epsilon_{sw} - p_1$ (рис.91,а), а $\sigma_{sw,0}$ определяют по точке ее пересечения или пересечения ее продолжения с осью давления, которая соответствует условию $\epsilon_{sw,0} = 0$.

Недостатком способа арретирного хода является то, что он не учитывает возможность задержки деформаций уплотнения грунта вследствие сопротивления, обусловленного его структурной прочностью. Поэтому в этом случае давление свободного набухания всегда получается больше истинного его значения. Недостатком всех косвенных методов является то, что они не позволяют следить за динамикой роста давления свободного набухания во времени.

Прямые методы определения давления свободного набухания $\sigma_{s,0}$ основаны на принципе компенсации деформации набухания - соблюдения неизменяемости объема образца, увлажняемого до полного водонасыщения. Для обеспечения неизменяемости начального объема образца в течение всего времени его увлажнения к нему постепенно прикладывают внешнюю нагрузку, компенсирующую давление свободного набухания. Неизменность объема образца (отсутствия набухания) контролируется нулевым положением стрелки мессуры.

Внешняя нагрузка создается маятниковым, рычажным или винтовым прессами. В первом случае величину приложенного к образцу грунта усилия определяют по шкале прессы, во втором случае по массе гирь, уложенных на поддоне рычажного прессы, а в третьем случае - динамометром, расположенным между поршнем компрессионного прибора и винтом винтового прессы (рис.92). Давление свободного набухания грунтов наиболее точно

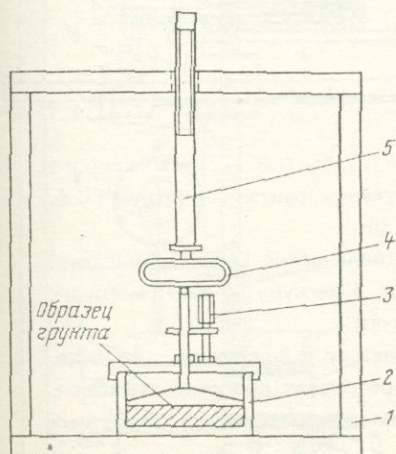


Рис.92. Схема установки для определения давления набухания грунта.
1-рама, 2-компрессионный прибор, 3-динамометр, 4-загрузочный винт, 5-мессура (индикатор часового типа)

можно определить на приборах РУНВ-1 и ДН-2 (авторы В.Ф. Чепик, 1960, В.Ф. Чепик и др., 1967), которые представляют собой машины прессового типа с фотоэлектрооптическим динамометром. Ввиду их сложности эти приборы серийно не выпускаются. Для той же цели Е.А. Сорочаном и др. [94] создан прибор, снабженный электрогидравлической месдозой с манометром и масляным насосом.

Метод компенсации давления свободного набухания используется и при определении давления набухания грунтов в двух взаимно перпендикулярных направлениях. В частности, на базе прибора Е.И. Медкова [74] группой авторов под руководством Ю.Б. Осипова [86] создано устройство, где вертикальные деформации образца компенсируются винтовым приводом и измеряются динамометром, а боковое (горизонтальное) давление набухания - гидравлическим насосом (рис.93.б).

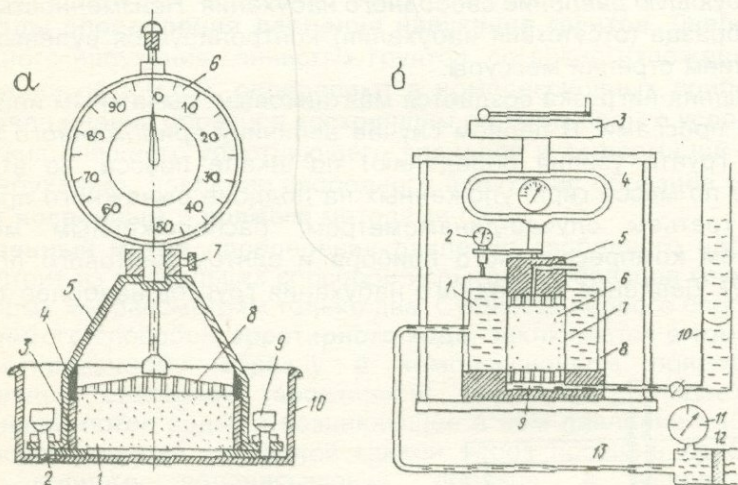


Рис.93 Прибор для определения набухания грунтов ПНГ (а), схема прибора для определения анизотропии давления набухания грунтов конструкции С.А. Лапицкой, А.И. Вайтекунене и Ю.Б. Осипова (б):

а) 1-грунт, 2-перфорированное днище, 3-металлическое кольцо, 4-насадка, 5-центровочная и соединительная скобка, 6-мессура, 7-винт мессуры, 8-поршень, 9-регулирующий винт, 10-ванночка

б) 1-дегазированная вода, 2-нуль индикатор, 3-редуктор, 4-днище, 5-перфорированный поршень, 6-образец, 7-резиновая оболочка, 8-камера, 9-пористое дно камеры, 10-бюретка, 11-манометр, 12-насос, 13-ртутный нуль-индикатор

Авторы этой работы совершенно справедливо отмечают недостатки способа определения анизотропии давления свободного набухания путем испытания образцов, вырезанных параллельно и перпендикулярно пласту глинистого грунта. Правильно отмечают, что обычные стабилметры непригодны для этой цели. Однако следует отметить, что и этот прибор не является безупречным. Его основным недостатком является то, что практически невозможно полностью дегазировать воду, которая воспринимает боковое давление грунта в гидравлической камере стабилметра. А это означает, что неизбежны ошибки в определении бокового давления грунта на этом приборе.

Для замера бокового давления и давления свободного набухания грунта можно успешно воспользоваться тензометрическими кольцами [79], которые позволяют испытанием одного образца решить практически все вопросы, связанные с замером бокового давления и бокового давления свободного набухания в двух взаимно перпендикулярных направлениях образца. Принципиальная схема устройства М-8 определения бокового давления и давления свободного набухания в двух взаимно перпендикулярных направлениях грунтового образца конструкции автора [74, 79] приведена на рис.94.

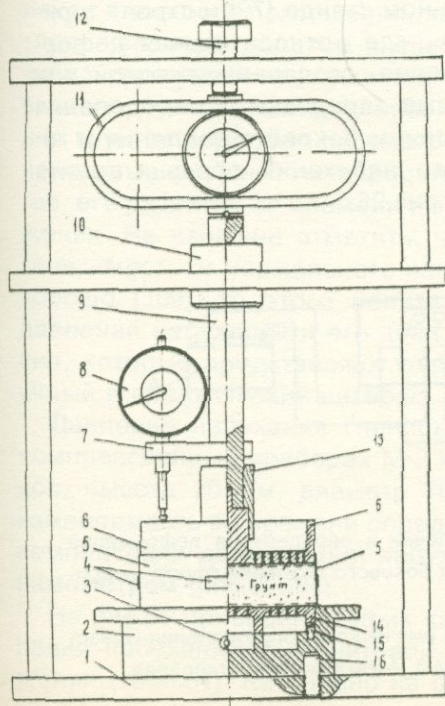


Рис.94. Схема установки для определения бокового давления и анизотропии давления набухания глинистых грунтов М-8.

1-двухъярусная рама, 2-рабочий стакан прибора М-5, 3-штуцер для подачи воды в днище рабочего стакана прибора М-5, 4-датчики омического сопротивления (тензорезисторы), 5-тензометрическое кольцо, 6-верхний перфорированный штамп-фильтр, 7-держатель мессуры, 8-мессура, 9-шток, 10-направляющий штока, 11-динамометр, 12-винтовой привод, 13-насадка верхнего штампа, 14-нижний перфорированный штамп-фильтр, 15 и 16-стопорные (установочные) шпильки

Основным узлом устройства (рис.94) является рабочий стакан прибора кручения сплошных образцов без возможности бокового расширения конструкции автора М-5 [79], где боковые защитные кольца заменены одним сплошным протарированным тензометрическим кольцом высотой 30 мм, с толщиной стенки 0,3 мм, изготовленной из латуни, а нижний и верхний рифленые и перфорированные штампы заменены гладкими перфорированными штампами. Как и в приборе М-5, вертикальная нагрузка на образец грунта создается винтовым приводом и контролируется динамометром. Этим динамометром замеряется также давление свободного набухания грунта в вертикальном направлении при отсутствии деформации набухания-компенсации деформации набухания винтовым приводом. Замер бокового давления образца от действия вертикального уплотняющего давления и набухания при дополнительном увлажнении осуществляется тензометрическим кольцом и тензометрическим мостом ЦТМ-3.

На тензометрическом кольце (диаметр 101 мм, высота 30 мм, толщина стенки 0,3 мм) наклеены четыре тензодатчика омического сопротивления с базой 20 мм. Тензометрические кольца предварительно тарируются на специальном стенде [79] и строят тарировочный график зависимости $\varepsilon - \sigma_2$, где ε — относительная деформация кольца, σ_2 — внутреннее давление, создаваемое водой или газом (азотом). Электрическая схема тарировки и определения деформаций тензотензометрического кольца под действием бокового давления грунта при его замачивании приведена на рис.95.

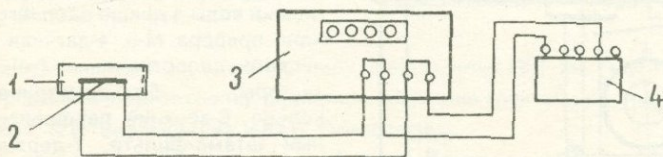


Рис.95. Электрическая схема тарировки и определения деформаций тензометрического кольца под действием бокового давления грунта цифровым тензометрическим мостом ЦТМ-3.

1-тензометрическое кольцо, 2-датчики омического сопротивления (тензорезисторы), 3-тензометрический мост ЦТМ-3, 4-магазин сопротивлений

Давления свободного набухания, определяемые по косвенным методам, всегда больше их значений, определяемых прямыми методами.

Кроме рассмотренных выше методов для определения давления набухания грунтов Г.Г. Саатчяном и Г.И. Бурановой (1961) использован метод обжатия до начальной пористости (начальной высоты) свободно набухшего образца грунта. Они считали, что это обжимающее давление равно давлению обжатия грунта. Полученные по этому методу величины давления обжатия образцов до их начальной высоты (пористости), названные авторами компенсирующим давлением, во много раз больше его значений, полученных по прямому и косвенному методам (см. ниже, п.3). Определенное по этому методу давление никак нельзя называть давлением набухания.

Давление набухания, его кинетика и зависимость от нормального давления. Давление набухания σ_{sw} , как и свободное набухание глинистых грунтов, зависит от большого числа факторов: от минерального состава, зернового состава, состояния начальной плотности, влажности и структурной прочности, обменного комплекса и емкости поглощения, концентрации солей в поровом растворе, размера образца внешнего нормального напряжения p_1 , числа увлажнения-высушивания и т.д. Влияние практически всех вышеперечисленных факторов на набухание и давление набухания грунтов подробно рассмотрено в [86, 109]. Здесь мы изложим некоторые результаты определения свободного набухания грунтов, его развитие во времени и зависимость от нормального напряжения. Не излишне отметить, что если кинетика набухания и ее зависимость от нормального напряжения исследованы достаточно хорошо [109], то этого нельзя сказать о развитии во времени давления набухания и его зависимости от нормального напряжения, которые представляют определенный, самостоятельный, научный и практический интерес.

Давление набухания глинистых грунтов нами исследовано на компрессионных приборах М-2 и М-4 [67, 79] при размерах образцов: высота 20 мм, диаметр 70 мм. Давление набухания и его изменяемость во времени определены прямым методом - методом компенсации деформаций набухания с его замером жестким динамометром (рис.92, 94).

На рис.96 приведен график кинетики развития во времени давления набухания бентонитовой глины № 11-76 нарушенного сложения (табл.31). Как видно на рис.96, давление набухания грунта

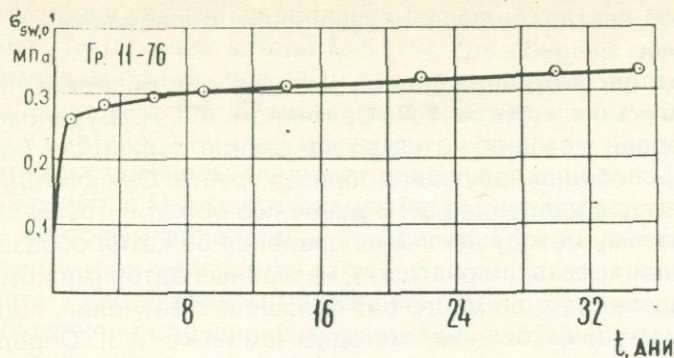


Рис.96. Кинетика развития во времени давления свободного набухания бентонитовой глины 11-76.

развивается во времени. Его основное развитие заканчивается в течение первых нескольких суток, а в дальнейшем имеет место его весьма медленный рост во времени. Причем, если процесс развития давления свободного набухания глины природного сложения № 9-75 (табл.31) практически закончился через шесть дней

Таблица 31

Основные показатели физических свойств набухающих грунтов

Лабораторный № грунта	ρ_{st} г/см ³	ρ г/см ³	w_0	w_L	w_p	I_p	e	S_r	$\sigma_{sw,0}$ МПа
9-75	2,81	1,98	0,268	0,449	0,222	0,227	0,80	0,94	0,70
11-76	2,75	1,77	0,465	1,124	0,439	0,685	1,28	1,00	0,32
13-76	2,68	1,98	0,260	0,602	0,302	0,300	0,71	0,98	0,30
32-80-В	2,775	1,83	0,390	0,735	0,399	0,336	1,11	0,97	0,177
33-80-А	2,765	1,95	0,300	0,7297	0,4179	0,312	0,84	0,99	0,20
36-81-Б	2,76	1,88	0,300	-	-	-	0,91	0,91	0,08
40-82	2,82	2,07	0,188	0,774	0,485	0,289	0,62	0,86	0,25
42-82	2,75	1,96	0,290	0,648	0,388	0,260	0,81	0,98	0,168
53-83(II)	2,75	1,91	0,230	0,396	0,231	0,165	0,77	0,82	0,09
41-82	2,775	1,80	0,48	0,840	0,570	0,270	1,282	1	-
42-82,а	2,75	1,92	0,36	0,650	0,390	0,260	0,95	1	-

после начала ее замачивания, то у бентонитовой глины № 11-76 этот процесс продолжался в течение всего времени ведения наблюдений -32 сутки. По данным Мисливец (1969), сильно уплотненные грунты отличаются весьма длительным процессом свободного набухания, а по данным Н.Я. Хархуты и Ю.М. Васильева (1964), с увеличением влажности грунта имеет место существенное сокращение времени полного набухания. Наши опыты показывают, что длительность набухания и развития его давления во времени обусловлены не только плотностью-влажностью грунта, но и его минералогическим составом и структурной прочностью. В частности, процесс развития давления набухания монтмориллонитовой бентонитовой глины № 11-76 отличается большой длительностью.

В целях определения зависимости давления набухания σ_{sw} от величины внешнего уплотняющего давления p_1 испытаны образцы-близнецы бентонитовой глины нарушенного сложения под действием $p_1 = 0,05; 0,3$ и $0,4$ МПа. Давление набухания образцов определено после стабилизации деформаций уплотнения неводонасыщенных образцов по методу компенсации деформаций набухания при непрерывном замачивании в течение 19 дней. Определено также давление свободного набухания образцов $\sigma_{sw,0}$ (рис.96), не подвергнутых предварительному уплотнению ($p_1 = 0$).

Опытами установлено, что при $p_1 \leq \sigma_{sw,0} = 0,32$ МПа сумма уплотняющего давления p_1 и давления набухания грунта σ_{sw} есть величина постоянная (табл.32), равная давлению свободного набухания $\sigma_{sw,0}$ при $p_1 = 0$. Следовательно, давление набухания в данном состоянии плотности-влажности грунта, обусловленном величиной внешнего уплотняющего давления p_1 , равно разности $\sigma_{sw} = \sigma_{sw,0} - p_1$.

Таблица 32

Результаты определения давления набухания

Уплотняющее p_1 давление, МПа	0,0	0,05	0,1	0,3	0,4
Давление набухания σ_{sw} , МПа	0,32	0,275	0,22	0,02	0,0
$p_1 + \sigma_{sw}$, МПа	0,32	0,325	0,32	0,32	0,4

Из изложенного выше следует, что зависимость давления набухания σ_{sw} от p_1 подчиняется линейному закону (рис.97) и σ_{sw}

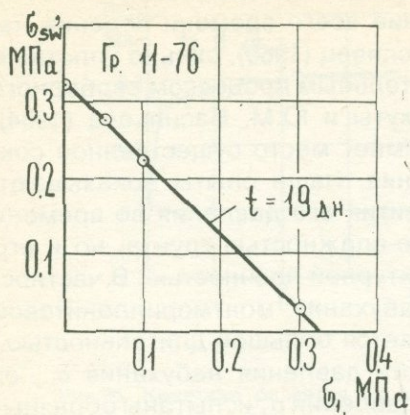


Рис.97. Кривая зависимости давления набухания σ_{sw} бентонитовой глины 11-76 от уплотняющего давления σ_1 при $t = 19$ дней.

достигает своего наибольшего значения при $p_1 = 0$ и обращается в нуль при $p_1 \geq \sigma_{sw,0}$. Следовательно, для определения давления набухания грунта при заданном значении уплотняющего давления p_1 достаточно знать величину наибольшего давления набухания-давления свободного набухания $\sigma_{sw,0}$.

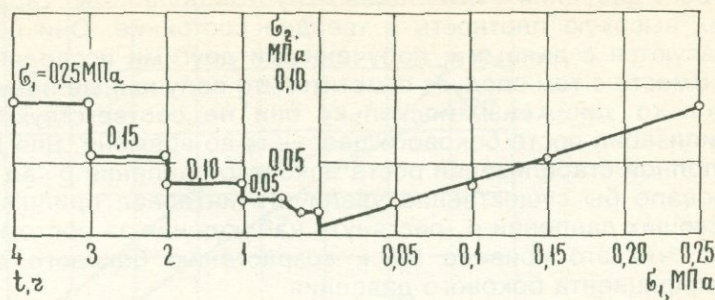
Указанная закономерность существенно упрощает методику определения сопротивления сдвигу набухающего грунта.

Боковое давление и давление набухания в двух взаимно перпендикулярных направлениях глинистых грунтов определены на приборах М-8 (рис.94). Испытаны два различных очень плотных глинистых грунта природного сложения и твердого состояния, отобранные из основания ускорительно-накопительного комплекса г. Протвино (табл.31).

Испытанием образцов диаметром 101 мм и высотой 24 мм определены боковое давление и коэффициент бокового давления грунтов природной влажности и сложения. Вертикальные уплотняющие давления p_1 приложены к образцам ступенями, возрастающими по 0,05 МПа с интервалом один час. В процессе опытов измерены деформации уплотнения и изменяемость бокового давления p_2 во времени.

На рис.98 изображены графики изменяемости бокового давления испытанных грунтов №№ 40-82 и 42-82 во времени от действия ступеней уплотняющего давления p_1 , а построенные на их основе графики зависимости между p_1 и p_2 в правых частях тех же рисунков показаны сплошными линиями. Зависимости $p_2 = p_2(p_1)$

а



б

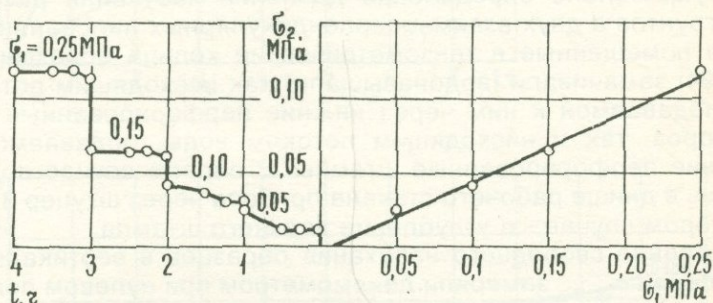


Рис.98. Графики изменяемости бокового давления σ_2 во времени грунтов при ступенчатом росте уплотняющего давления σ_1 и диаграммы $\sigma_2 = \sigma_2(\sigma_1)$. а-грунт 40-82, б-грунт 42-82

аппроксимированы следующим соотношением [120]:

$$p_2 = \xi \cdot p_1 + C, \quad (5.4)$$

где ξ -коэффициент бокового давления; C -параметр, определяемый из опыта (табл.33).

Таблица 33

Результаты испытания грунтов

Лаб.№ грунта	Коэффициент бо- кового давления ξ	C	$\sigma_{sw,0,z}$	$\sigma_{sw,0,y}$	$\lambda = \frac{\sigma_{sw,0,y}}{\sigma_{sw,0,z}}$
40-82	0,33	0,005	0,25	0,217	0,87
42-82	0,48	-0,0042	0,168	0,159	0,95

Вычисленные по экспериментальным данным коэффициенты бокового давления ξ испытанных грунтов полностью характеризуют их высокую плотность и твердое состояние. Они полностью согласуются с данными, полученными другими исследователями [40]. Вместе с тем следует отметить, что полученные нами данные несколько занижены, поскольку они не соответствуют полной стабилизации роста бокового давления во времени. Для достижения полной стабилизации роста бокового давления p_2 во времени следовало бы существенно увеличить интервал приложения уплотняющих давлений p_1 -растянуть наблюдения за ростом p_2 . Очевидно, что это привело бы к возрастанию бокового давления и коэффициента бокового давления.

Осуществлено определение давлений набухания рассмотренных грунтов в двух взаимноперпендикулярных направлениях. Для этого помещенные в тензометрические кольца образцы грунтов (рис.94) замачивали (водонасыщали) как восходящим потоком воды, подаваемой к ним через нижние перфорированные штампы приборов, так и нисходящим потоком воды, подаваемой через верхние перфорированные штампы. В первом случае вода наливалась в днище рабочего стакана прибора через штуцер 3 (рис.94), во втором случае - в углубление верхнего штампа.

Давление свободного набухания образцов в вертикальном направлении $\sigma_{sw,0,z}$ измеряли динамометром при нулевом положении стрелки мессуры (индикатора часового типа), а боковое давление набухания $\sigma_{sw,0,y}$ -тензометрическим кольцом и тензометрическим мостом ЦТМ-3. На рис.99 показаны графики изменчивости во времени давления набухания испытанных грунтов в двух взаимно перпендикулярных направлениях. Конечные значения этих давлений, а также коэффициенты их анизотропии $\lambda = \sigma_{sw,0,y} / \sigma_{sw,0,z}$ приведены в таблице 33.

Как видно на рис.99, давления набухания в двух взаимно перпендикулярных направлениях образцов грунта № 40-82 вначале значительно отличаются друг от друга, однако по мере увеличения времени водонасыщения их расхождение постепенно уменьшается и при $t = 7$ ч составляет всего 13 %. Это значит, что грунт № 40-82 обладает небольшой анизотропией давления набухания. Из этого же рисунка видно, что грунт № 42-82 в отношении давления набухания практически является изотропным телом. Последнее обстоятельство полностью подтверждает целесообразность замера бокового давления грунтов вообще, бокового давления набухания в частности, при помощи тензометрических колец. Конечно, это не значит, что другие методы, в частности описанный в [86], не пригодны для этой цели. Для большей достоверности данных о боковом давлении грунтов они должны быть получены различными методами.

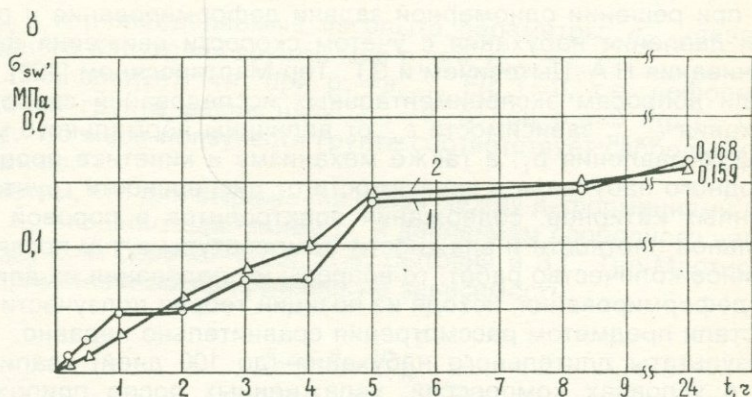
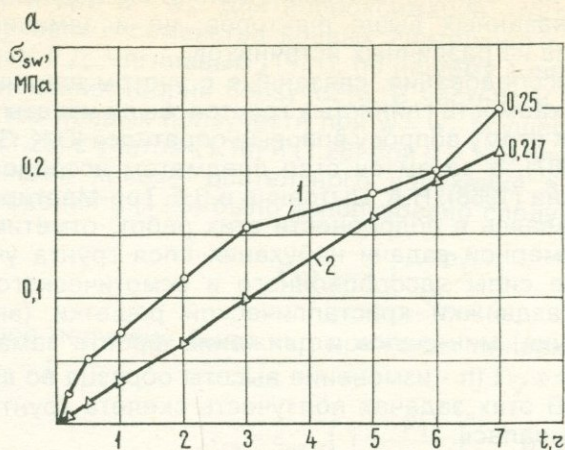


Рис. 99. Графики изменяемости давления набухания σ_{sw} (1) и бокового давления набухания σ_{α} (2) грунтов.
а - грунт 40-82, б - грунт 42-82

П.3. Ползучесть набухающих глинистых грунтов в условиях одномерного деформирования

Вопросы длительного деформирования глинистых грунтов при набухании-увеличении начальной пористости вследствие уменьшения внешней нагрузки (декомпрессия) или повышения напора грунтовых вод давно занимают внимание специалистов. Для решения этой проблемы успешно используется теория фильтрационной консолидации (С.А. Роза, 1937; Д. Тейлор, 1960; Н.М. Герсегонов

и Д.Е. Польшин, 1948:). Однако набухание является следствием не только влияния указанных выше факторов, но и замачивания набухающих грунтов из различных источников.

Теоретические исследования, связанные с учетом влияния замачивания на набухаемость глинистых грунтов, были начаты в шестидесятых годах. К этому вопросу впервые обратился Ю.К. Зарецкий (1965, 1966, 1967), а затем он стал предметом исследования З.Г. Тер-Мартirosяна (1968), Н.А. Цытовича и З.Г. Тер-Мартirosяна (1981) и др. Не вдаваясь в подробности этих работ, отметим, что при решении одномерной задачи набухания слоя грунта учтены как растягивающие силы адсорбционного и осмотического всасывания, так и раздвижки кристаллической решетки (внутриобъемного набухания) минералов и движения фронта замачивания по закону $h(t) = \alpha \sqrt{t}$ (h - изменение высоты образца во времени t ; α -параметр). В этих задачах ползучесть скелета грунта при набухании не учитывалась.

Ползучесть скелета набухающего глинистого грунта использована при решении одномерной задачи деформирования и релаксации давления набухания с учетом скорости движения фронта замачивания Н.А. Цытовичем и З.Г. Тер-Мартirosяном [122].

Если вопросам экспериментальных исследований свободного набухания $\varepsilon_{sw,0}$, зависимости ε_{sw} от величины нормального уплотняющего давления p_1 , а также механизму и кинетике процессов свободного набухания в зависимости от дисперсности грунтов, их обменных катионов, содержания электролитов в поровой воде, начальной плотности и влажности, температуры и т.д. посвящено огромное количество работ, то вопросы исследования их длительного деформирования, исходя из позиций теории ползучести грунтов, стали предметом рассмотрения сравнительно недавно.

Результаты длительного набухания (до 100 дней) хвалинских глин в условиях компрессии, увлажненных после приложения к образцам-близнецам различных по величине постоянных напряжений: $p_1 = 0,2; 0,4; 0,8; 1,2; \text{ и } 1,6$ МПа, а также определения давления набухания этих грунтов (1,7...2,7 МПа) методом обжатия свободно набухших образцов до $\varepsilon_{sw} = 0$ были опубликованы Г.Д. Чигниевым в 1971 г. [124]. На основании семейства кривых длительного набухания (ползучести) была построена кривая зависимости $\varepsilon_{sw}-p_1$, которая подтвердила правильность полученных ранее результатов (Г.Г. Саатчян и Г.И. Буранова, 1961). Кривые $\varepsilon_{sw}-t$ были представлены в координатах $\varepsilon_{sw}-\sqrt{t}$ в виде ломаных линий с тремя прямолинейными участками.

К.Т. Коджаманов и Г.Д. Чигниев [38] опубликовали результаты длительного уплотнения набухающего грунта природной влажности, рассмотренные ранее, под действием $p_1 = 0,1; 0,2; 0,3 \text{ и } 0,4$ МПа, которые были представлены в виде семейства кривых пол-

256

зучести при $w = w_0$. Для аппроксимации этого семейства кривых ползучести и семейства кривых длительного набухания, определенных Г.Д. Чигниевым (1971), по нашему совету (1971) применили соотношения теории ползучести. В частности, аппроксимацию семейства кривых ползучести при $w = w_0$ осуществили по соотношению (1.25) с учетом (1.16) и (1.28) при $n = 1$. В случае аппроксимации семейства кривых длительного набухания в качестве функции напряжения в (1.25) было использовано следующее соотношение:

$$F(p_1) = \left(1 - \frac{p_1}{\sigma_{sw,0}}\right)^n, \quad (5.5)$$

которое получено было из выражения аппроксимации зависимости $\varepsilon_{sw} - p_1$:

$$\varepsilon_{sw} = \varepsilon_{sw,0} \left(1 - \frac{p_1}{\sigma_{sw,0}}\right)^n, \quad p_1 \leq \sigma_{sw,0}, \quad (5.6)$$

где $\varepsilon_{sw,0}$ и n -определяемые из опыта параметры; $\sigma_{sw,0}$ -давление свободного набухания грунта. При $p_1 = 0$, $\varepsilon_{sw,0} = \varepsilon_{sw}$.

Из (5.5) следует, что при $p_1 = \sigma_{sw,0}$, $F(p_1) = 0$, т.е. деформация набухания грунта равна нулю $\varepsilon_{sw} = 0$, а при $p_1 = 0$ $F(p_1) = 1$. Это значит, что мера ползучести грунта соответствует свободному его набуханию.

Отметим, что для выражения связи между деформациями набухания ε_{sw} внешним давлением p_1 и давлением свободного набухания $\sigma_{sw,0}$ Е.А. Сорочан [109], Н.А. Цытович и З.Г. Тер-Мартirosян [122] применили логарифмическую зависимость:

$$\varepsilon_{sw} = a_{sw} \cdot \ln \frac{p_1}{\sigma_{sw,0}}, \quad (5.7)$$

К. Терцаги [114]. Здесь a_{sw} -коэффициент набухания.

Используя ранее полученные результаты экспериментальных исследований (см. выше), А.А. Мустафаев и Г.Д. Чигниев [89] рассмотрели вопросы определения входящих в (5.6) параметров, а в дальнейшем они, совместно с Г.Р. Назировой (1974) [90], для учета влияния влажности на набухание грунтов во времени в выражение функции $\psi(t)$, по аналогии с предложенным нами ранее соотношением (4.5) [64], ввели функцию влажности $\beta(w)$, определив ее вид, а $\psi(t)$ записали в форме (4.37).

В последующих работах А.А. Мустафаев и Руби Эль-Хани, (1984), А.А. Мустафаев и Я.А. Эюбов (1985) для описания процесса набухания грунтов при переменном напряжении и постоянной влажности предложили (без экспериментальной проверки) использовать физические соотношения теории пластической насле-

дственности Ю.Н. Работнова (1.61) и (1.66). По аналогии с описанием процесса длительной просадочности (см.гл.IV,п.2) выражение (1.61) с учетом (1.64) и линейной ползучести для постоянных напряжений записали в виде (4.39).

Все то, что было сказано выше (см.гл.IV, п.2) о работах А.А. Мустафаева и его коллег, выполненных в области исследования длительного деформирования (ползучести) просадочных грунтов, полностью относится и к рассмотренным здесь работам по длительному набуханию глинистых грунтов. В этих работах рассмотрены частные вопросы проблемы. Причем, если в [90] было учтено влияние влажности на набухаемость, то в работах, выполненных в 1984 и 1985 гг. этот вопрос вовсе не рассматривался. Кроме того, указывая на применимость к рассматриваемым деформациям физических уравнений теории пластической наследственности Ю.Н. Работнова, эти уравнения сведены к форме записи теории старения (4.37), которая, как было сказано выше (см.гл.IV, п.2), является частным случаем (4.14) [79].

В отличие от изложенного выше, основное физическое уравнение ползучести маловлажных (набухающих и просадочных) глинистых грунтов, которое очень чувствительно к изменениям влажности, для постоянных напряжений автором представлено в виде (4.4) [64]:

$$\varepsilon_{cr}(t-\theta, p_1, w) = C_c(t-\theta, w) \cdot F_1(p_1, w), \quad (5.8)$$

где мера ползучести $C_c(t-\theta, w)$ имеет следующий вид:

$$C_c(t-\theta, w) = C_c(t-\theta, w=w_0) \cdot F_2(w). \quad (5.9)$$

В (5.8) и (5.9) по-прежнему (см.гл.IV, п.2) $C_c(t-\theta, w=w_0)$ -мера ползучести грунта при природной влажности; $F_1(p_1, w)$ -зависящая от влажности грунта функция напряжения; $F_2(w)$ -функция влажности, учитывающая влияние влажности на меру ползучести и удовлетворяющая условию $F_2(w=w_0)=1$.

Выражение (5.8) учитывает как длительность действия p_1 и влияние влажности w на деформацию ползучести, так и нелинейность последней. Это выражение может быть использовано как в теориях старения и упрочнения, так и в теориях наследственной ползучести грунтов (см.гл. I, п.3-6).

Используя (5.8), Л.Г. Балаев и Г.Н. Виноградова (1976) осуществили исследование ползучести набухающего грунта, протекающей как в области уплотнения, так и в области набухания: $p_1 \geq \sigma_{sn,0}$. Выражение меры ползучести $C_c(t-\theta, w=w_0)$ было определено непосредственно из испытания образцов природной влажности под действием единичного напряжения $p_1=0,1$ МПа. На основании обработки экспериментальных данных получены функции напряжения $F_1(p_1)$ и влажности $F_2(w)$.

1. Автор, совместно с Р.П. Малакьяном, в 1977 и 1979 гг. опубликовал некоторые результаты исследования компрессионной ползучести набухающих грунтов природного и нарушенного сложения [70,73], исходя из рассмотренных выше соотношений (5.8) и (5.9) [64]. На примерах исследований компрессионной ползучести хвалинской глины природного сложения и бентонитовой глины нарушенного сложения (из Саригюхского месторождения Иджеванского района Армении) рассмотрим полученные результаты.

Для составления реологического уравнения состояния компрессионной ползучести хвалинской глины за лабораторным номером 9-75 (см.табл.31), отобранной в районе г. Волгограда, испытаны на ползучесть образцы природной влажности ($w_0=0,268$) и при полном водонасыщении ($w_{sat}=0,382$). Замачивание образцов было начато через час после приложения нормальных напряжений. До начала испытания на ползучесть было определено давление свободного набухания грунта по методу компенсаций деформаций набухания и было установлено, что $\sigma_{sw,0}=0,7$ МПа (рис.96,а).

Три образца-близнеца природной влажности испытаны на компрессионную ползучесть при единичном напряжении $p_1=0,1$ МПа, которое ступенями по 0,1 МПа доведено до 0,3 МПа, а еще три образца-близнеца уплотнены под действием постоянного напряжения $p_1=0,3$ МПа (экспериментальные кривые в правой части рис.100, а показаны сплошными линиями). При полном водонасыщении после приложения нормального напряжения испытаны на ползучесть четыре пары образцов-близнецов под действием $p_1=0; 0,1; 0,3$ и 1,0 МПа (рис.100,б). В этом случае нагрузки на образцы-близнецы доведены до заданного их значения при отсутствии деформаций набухания - точно так, как при определении давления свободного набухания.

Экспериментами установлено, что: а) при испытании образцов-близнецов с влажностью $w=w_{sat}$ под действием $p_1 < \sigma_{sw,0}=0,7$ МПа развиваются во времени деформации набухания, а при $p_1 > \sigma_{sw,0}$ — деформации уплотнения; б) при разгрузке образцов до 0,3; 0,1 и 0 МПа, ранее уплотненных под действием 1,0 МПа при $w=w_0$ и затем замоченных до полного водонасыщения, их конечные деформации **практически совпадают с деформациями набухания**, определенными испытанием образцов под действием этих же значений нормального напряжения; в) деформации набухания образцов, подвергнутых прямому испытанию на ползучесть под действием p_1 и образцов, обжатых до p_1 , после предварительного набухания сильно расходятся (рис.100,б). Следовательно, деформации набухания при разгрузке уплотненных образцов и сжатия разуплотненных (набухших) образцов подчиняются различным закономерностям.

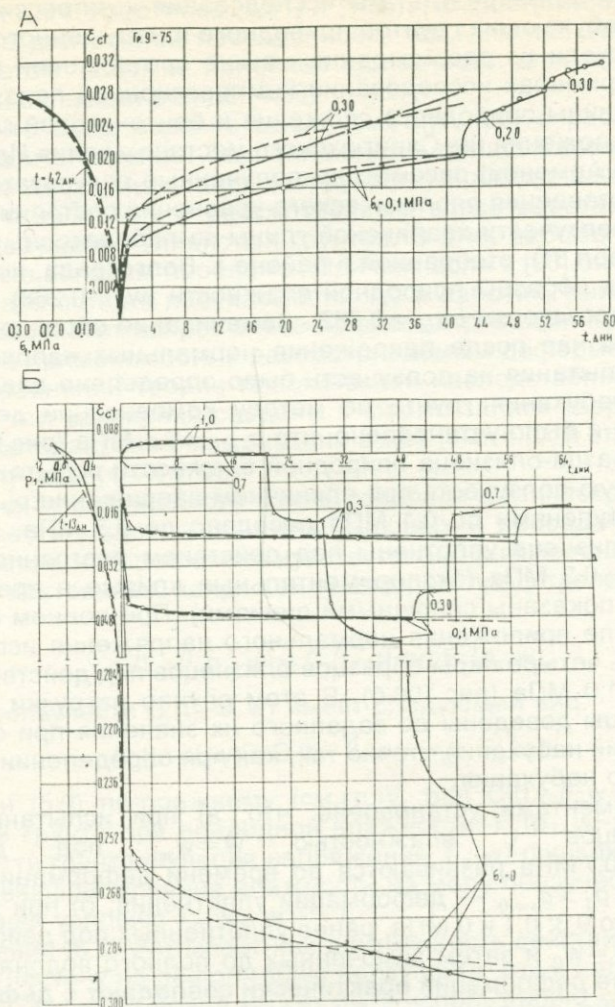


Рис. 100. Экспериментальные кривые компрессионной ползучести $\varepsilon_{сг} - t$ и зависимости $\varepsilon_{сг} - \sigma_1$ хвалинской глины 9-75 (сплошные линии) при природной влажности $w = w_0$ (а) и при полном водонасыщении $w = w_{sat}$ под нагрузкой (б) и их аппроксимация (штриховые линии) по соотношениям (5.20) и (5.15) с учетом (5.19). (Числами обозначены нормальные напряжения в МПа)

Уравнение компрессионной ползучести набухающего грунта для постоянных напряжений, с учетом изменяемости его влажности, можно записать в виде (5.8) [64]. Для определения входящей в (5.8) функции влажности $F_2(w)$ в правой части рис.101 сплошными линиями показаны экспериментальные кривые меры ползучести, определенные испытанием образцов под действием $p_1 = 0,1$ МПа в двух предельных состояниях влажности $w_0 = 26,83$ и $w_{sat} = 38,2$ %. В левой части рис.101 сплошной линией построена зависимость $C_c - w$, которая аппроксимирована линейной функцией (w в % %):

$$C_c = C_c(w_0) - (w - w_0) \cdot k_0 = 0,0085 - (w - 26,83) \cdot 0,0045, \quad (5.10)$$

и получено следующее выражение для функции влажности:

$$F_2(w) = 1 - (w - 26,83) \cdot 0,529. \quad (5.11)$$

Кривая меры ползучести при $w = w_0$ (рис.101) аппроксимирована функцией вида (1.16):

$$C_c(t - \theta, w = w_0) = A \cdot (t - \theta)^m = 0,0085(t - \theta)^{0,220}, \quad (5.12)$$

а выражение (5.9), с учетом (5.11) и зависимости m от w , представлено в следующем виде:

$$C_c(t - \theta, w) = 0,0085(t - \theta)^{m_0(w)} [1 - (w - 26,83) \cdot 0,529], \quad (5.13)$$

где

$$m_0(w) = m_0(w_0) - (w - w_0) \cdot K_1 = 0,220 - (w - 26,83) \cdot 0,0163. \quad (5.14)$$

Кривые зависимости $C_c - w$ и мер ползучести при $w = 0,268$ и $0,382$, построенные по соотношениям (5.10) и (5.13), с учетом (5.14), на рис.101 показаны штриховыми линиями.

Экспериментальные кривые $p_1 - \varepsilon_{ct}$, которые в левых частях рис.100,а и 100,б показаны сплошными линиями, аппроксимированы (штриховые линии) степенной функцией вида

$$\varepsilon_{ct} = A + B (10 p_1)^n \quad (5.15)$$

и получены следующие выражения для функций напряжения:

$$F_1(p_1, w = w_0) = (10 p_1)^{0,223}, \quad (5.16)$$

$$F_1(p_1, w = w_{sat}) = 5,908 - 4,908(10 p_1)^{0,0875}, \quad (5.17)$$

а для $F_1(p_1, w)$:

$$F_1(p_1, w) = A_0(w) + B_0(w) \cdot (10 p_1)^{n_0(w)}, \quad (5.18)$$

где:

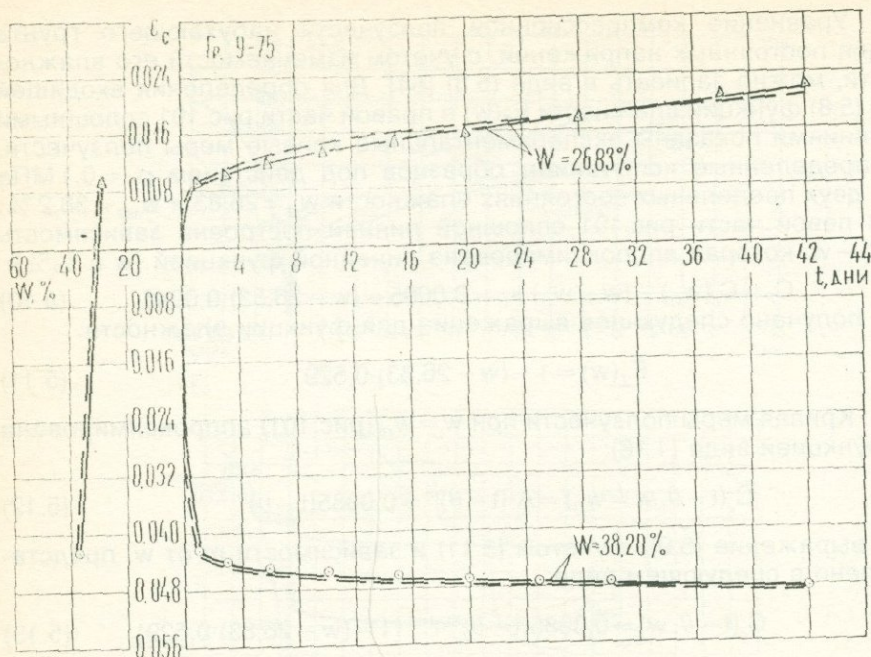


Рис. 101. Экспериментальные кривые меры ползучести ϵ_c — t и зависимости ϵ_c — w (сплошные линии) и их аппроксимация (штриховые линии) по соотношениям (5.13) и (5.10).

$$\left. \begin{aligned} A_0(w) &= (w - 26.83) \cdot 0.5196; \\ B_0(w) &= 1 - (w - 26.83) \cdot 0.5196; \\ n_0(w) &= 0.223 - (w - 26.83) \cdot 0.0119. \end{aligned} \right\} \quad (5.19)$$

Окончательное выражение деформации компрессионной ползучести набухающего грунта для постоянных напряжений (5.8), с учетом (5.13) и (5.18), записывается следующим образом:

$$\epsilon_{cl}(t - \theta, w) = \left\{ 0.0085(t - \theta)^{n_0(w)} \left[1 - (w - 26.83) \cdot 0.529 \right] \right\} \times \\ \times \left[A_0(w) + B_0(w)(10p_1)^{n_0(w)} \right]. \quad (5.20)$$

Аппроксимацию семейств экспериментальных кривых ползучести для постоянных напряжений, выполненную по выражению

(5.20), с учетом (5.14) и (5.19), и показанную на рис.100,а и 100,б штриховыми линиями, можно считать вполне удовлетворительной.

На основании полученных из экспериментов результатов можно высказать и некоторые соображения об аппроксимации процесса компрессионной ползучести при переменных во времени степенях нормальных напряжениях, осуществляемой на основании семейства кривых, определенных при испытании образцов под действием постоянных напряжений: 1) при $w = w_0$ (рис.100,а) этот процесс может быть описан вполне удовлетворительно различными теориями ползучести; 2) удовлетворительное описание этого процесса можно получить также в случае разгрузки образцов степенями, замоченных до полного водонасыщения $w = w_{sat}$ после приложения уплотняющих давлений p_1 ; 3) для осуществления описания рассмотренного процесса при загрузке разуплотненных образцов вследствие набухания под действием той или иной нагрузки $p_1 < \sigma_{sw,0}$, следует функцию напряжения определить непосредственно из экспериментальной кривой зависимости $\epsilon_{sw}-p_1$, полученной из испытания указанных образцов.

Поскольку вопрос об определении ползучести при переменных напряжениях представляет особый интерес с точки зрения проверки применимости теорий ползучести для этой цели, то здесь мы ограничимся изложенными выше соображениями и вернемся к этой проблеме несколько позже.

2. Для составления реологического уравнения компрессионной ползучести набухающего грунта были проведены также испытания бентонитовой глины № 11-76 (см.табл.31) нарушенного сложения при начальной влажности $w_0 = 0,465$ и при ее замачивании до полного водонасыщения $w_{sat} = 0,6442$ после приложения уплотняющих давлений p_1 .

При начальной влажности $w = w_0$ испытаны на ползучесть пять пар образцов-близнецов под действием $p_1 = 0,05; 0,1; 0,2; 0,3$; и $0,4$ МПа в течение 22 дней, а затем было осуществлено их замачивание до полного водонасыщения* (сплошные линии в правой части рис.102,а). В процессе замачивания одна пара образцов была степенями разгружена до $p_1 = 0,05$ МПа.

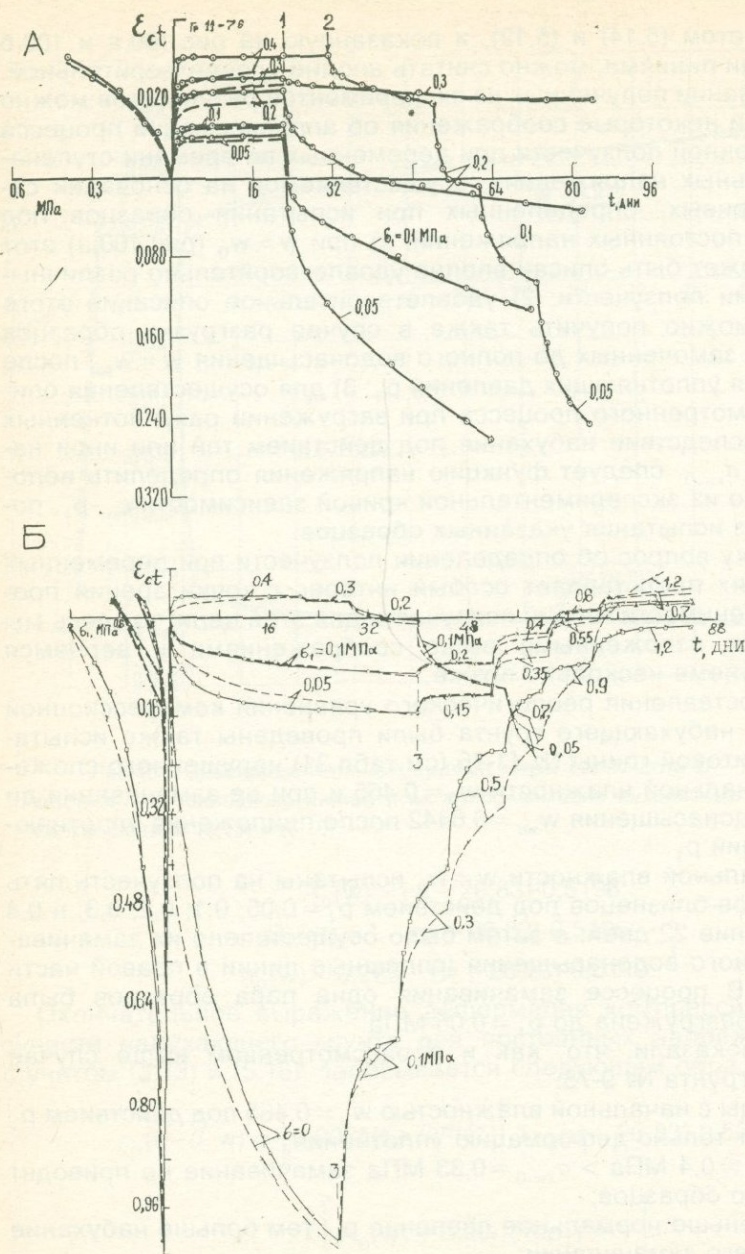
Опыты показали, что, как и в рассмотренном выше случае испытания грунта № 9-75:

а) образцы с начальной влажностью $w_0 = 0,465$ под действием p_1 испытывают только деформацию уплотнения;

б) при $p_1 = 0,4$ МПа $> \sigma_{sw,0} = 0,33$ МПа замачивание не приводит к набуханию образцов;

в) чем меньше нормальное давление p_1 , тем больше набухание грунта при его замачивании;

г) конечные деформации набухания образцов, замоченных под



действием $p_{1,k} = \text{const}$, равны деформациям, определенным в условиях разгрузки их до тех же значений внешнего давления $p_{1,k}$.

При полном водонасыщении $w = w_{\text{sat}}$ испытаны на ползучесть три пары образцов-близнецов под действием $p_1 = 0; 0,05; 0,1$ МПа (рис.102,б). Замачивание образцов было начато через час после приложения указанных выше давлений. При этом было предварительно установлено, что в пределах времени $1\text{ч} < t < 192\text{ч}$ начало замачивания не влияет на результаты опытов.

После уплотнения образцов природной влажности $w = w_0$ и набухания образцов под действием $p_1 < \sigma_{\text{sw},0}$ при замачивании осуществлено уплотнение длительно набухших, разгрузка длительно уплотненных образцов ($p_1 > \sigma_{\text{sw},0}$) ступенями. На рис.102,а и 102,б видно, что при $w = w_0$ образцы под действием $p_1 < \sigma_{\text{sw},0}$ набухают, а при $p_1 > \sigma_{\text{sw},0}$ -уплотняются. При равных значениях нормального давления p_1 деформации набухания образцов, подвергнутых прямому испытанию на ползучесть, и образцов, сжатых после предварительного набухания (разуплотнения), сильно расходятся. Следовательно, как уже было сказано выше, деформации набухания при разгрузке уплотненных и сжатии набухших образцов подчиняются различным закономерностям.

По аналогии с рассмотренным выше примером, для определения уравнения компрессионной ползучести грунта № 11-76 вида (5.8), построено семейство экспериментальных кривых меры ползучести (рис.103), получено выражение функции влажности $F_2(w)$

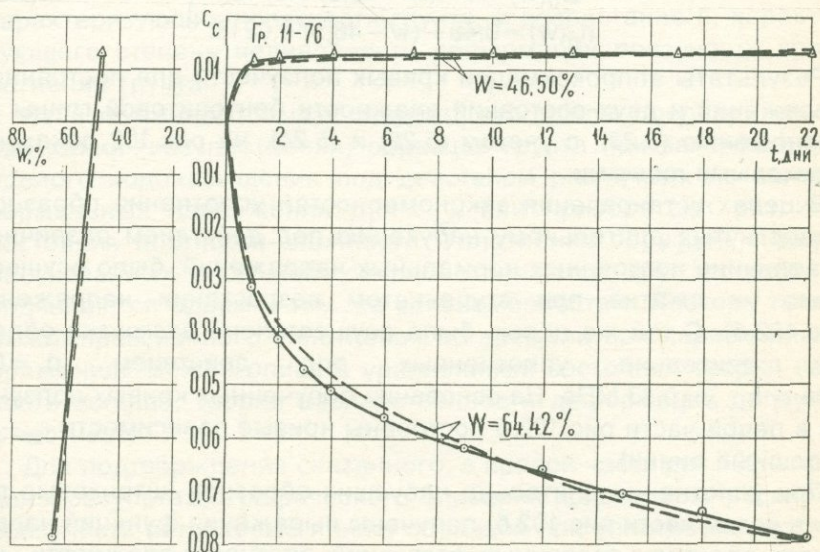


Рис.103. Экспериментальные кривые меры компрессионной ползучести ($\sigma_1 = 0,1$ МПа) и зависимости $C_c - w$ (сплошные линии) грунта 11-76 и их аппроксимация (штриховые линии)

и следующее соотношение меры ползучести (w в %):

$$C_c(t-\theta, w) = 0,0115(t-\theta)^{m_0(w)} [1 - (w - 46,5) \cdot 0,443], \quad (5.21)$$

где

$$m_0(w) = 0,06 - (w - 46,5) \cdot 0,0133. \quad (5.22)$$

Кривые зависимости $C_c - w$ и $C_c - (t-\theta)$, при $\theta=0$, построенные по (5.21), с учетом (5.22), на рис.103 показаны пунктирными линиями.

Получено выражение функции напряжения вида (5.18) и уравнение деформации компрессионной ползучести грунта вида (5.8):

$$\varepsilon_{cl}(t-\theta, w) = \left\{ 0,0115(t-\theta)^{m_0(w)} \left[1 - (w - 46,5) \cdot 0,443 \right] \right\} \times \\ \times \left[A_0(w) + B_0(w)(10 p_1)^{n_0(w)} \right], \quad (5.23)$$

где

$$\left. \begin{aligned} A_0(w) &= (w - 46,5) \cdot 0,6715; \\ B_0(w) &= 1 - (w - 46,5) \cdot 0,6715; \\ n_0(w) &= 0,48 - (w - 46,5) \cdot 0,0218. \end{aligned} \right\} \quad (5.24)$$

Результаты аппроксимации кривых ползучести для постоянных напряжений и двух состояний влажности бентонитовой глины по соотношению (5.23), с учетом (5.22) и (5.24), на рис.102 показаны штриховыми линиями.

В целях установления закономерностей уплотнения образцов, подвергнутых длительному набуханию под действием различных по величине постоянных нормальных напряжений, было осуществлено их сжатие при ступенчатом возрастании напряжения (рис.102,б). С той же целью была осуществлена разгрузка образцов, длительно уплотненных под действием $p_1 = 0,4$ МПа $> \sigma_{sw,0} = 0,33$ МПа. На основании полученных кривых ползучести в левой части рис.102,б построены кривые зависимости $\varepsilon_{cl} - p_1$ (сплошные линии).

При уплотнении длительно набухших образцов (штриховые линии в левой части рис.102,б) получены выражения функций напряжения для трех различных состояний плотности-влажности, характеризующихся величиной нормального напряжения p_1 :

$$\begin{aligned}
\text{для } p_1 &= 0, & F_1(p_1) &= (10p_1)^{0.36}; \\
p_1 &= 0,05 \text{ МПа}, & F_1(p_1) &= (10p_1)^{0.98}; \\
p_1 &= 0,1 \text{ МПа}, & F_1(p_1) &= (10p_1)^{1.16}.
\end{aligned} \tag{5.25}$$

Для этих же случаев получены следующие выражения меры ползучести:

$$\begin{aligned}
p_1 &= 0, & C_c(t - t_0) &= 0,1996(t - t_0)^{0.23}; \\
p_1 &= 0,05 \text{ МПа}, & C_c(t - t_0) &= 0,0247(t - t_0)^{0.088}; \\
p_1 &= 0,1 \text{ МПа}, & C_c(t - t_0) &= 0,0127(t - t_0)^{0.051}.
\end{aligned} \tag{5.26}$$

Деформации ползучести для постоянных нормальных напряжений и $w = w_{\text{sat}} = \text{const}$ (рис.102,б) определены по соотношению (5.08), с учетом (5.25) и (5.26).

Как и следовало ожидать, функция напряжения $F_1(p_1)$ и мера ползучести $C_c(t - t_0)$ грунта весьма существенно зависят от степени первоначального разуплотнения (набухания) образцов, то есть от величины нормального напряжения, под действием которого происходило их набухание. Чем больше внешняя нормальная нагрузка, тем меньше деформация набухания. Поэтому, по мере возрастания начального нормального напряжения и уменьшения начального набухания имеет место снижение параметров A и m , характеризующих ползучесть грунта, и возрастание n , характеризующего степень нелинейности деформаций ползучести при уплотнении грунта.

Из изложенного выше следует, что после предварительного набухания (разуплотнения) образцов грунта при замачивании до полного водонасыщения под действием различных по величине нормальных напряжений $p_1 < \sigma_{\text{св.0}}$ они приобретают различные состояния плотности-влажности. Уплотнения образцов в каждом из указанных состояний сильно отличаются друг от друга, но подчиняются одним и тем же закономерностям. Поэтому процесс их компрессионного уплотнения во времени при переменных напряжениях можно описать уравнениями состояния теорий ползучести вообще, теории наследственности деформаций ползучести в частности.

Для подтверждения сказанного, в правой части рис.102,б приведены результаты графического описания кривых компрессионной ползучести (штриховые линии) образцов при уплотнении, после их длительного набухания под действием различных p_1 , по теории наследственности ползучести с учетом (5.25) и (5.26).

При ступенчатой разгрузке образцов, предварительно уплотненных под действием $p_1 = 0,4$ МПа ступенями 0,3; 0,2; 0,1 и 0,5 МПа (рис.102,б), получены следующие выражения функций напряжения и меры ползучести:

$$F_1(p_1) = (10 p_1)^{2.86}, \quad (5.27)$$

$$C_c(t - t_0) = 0,0031(t - t_0)^{0.25}. \quad (5.28)$$

Как и в рассмотренном выше случае, осуществлено описание процесса компрессионной ползучести при разгрузке предварительно уплотненных образцов по физическим соотношениям теории наследственной ползучести, которая в правой части рис.102,б также показана штриховой линией.

В приведенных выше примерах выражения деформации компрессионной ползучести были получены на основании двух семейств экспериментальных кривых ползучести, определенных в двух предельных состояниях влажности с допущением о линейной зависимости между мерой ползучести C_c и влажностью грунта w . Понятно, что более точное выражение компрессионной ползучести набухающего грунта можно получить на основании больше двух семейств экспериментальных кривых ползучести, определенных при более двух значениях начальной влажности серий образцов-близнецов. Отметим также, что для существенного уменьшения объема экспериментальных работ, параметры ползучести можно определить предложенными автором методами двух или одной экспериментальных кривых ползучести (см.ниже).

Как видно на рис.100,б и 102,б, для обжатия набухших под действием $p_1 < \sigma_{sw,0}$ образцов до их начальной пористости ($\varepsilon_{ct} = 0$) необходимо приложить значительно большее давление, чем давление свободного набухания, определенное по методу компенсации деформаций набухания. Например, для обжатия до $\varepsilon_{ct} = 0$ образцов хвалинской глины потребовалось приложить давление, значительно превышающее ее давление свободного набухания $\sigma_{sw,0} = 0,7$ МПа. В случае бентонитовой глины (рис.102,б) для обжатия свободно набухших образцов до $\varepsilon_{ct} = 0$ потребовалось приложить в четыре раза больше давления (1,2 МПа), чем ее давление свободного набухания $\sigma_{sw,0} = 0,33$ МПа. Это значит, что набухание грунтов в основном является необратимым процессом, а давление обжатия образцов до $\varepsilon_{ct} = 0$ свободно набухших образцов, как это было отмечено выше, нельзя считать давлением свободного набу-

хания. Этим можно объяснить полученные в [124] слишком большие значения «давления набухания».

Как будет показано ниже, при относительно небольших значениях давления свободного набухания (до 0,1 МПа) и свободного набухания, последнее, с достаточной степенью точностью, можно считать обратимым процессом.

Методика определения параметров компрессионной ползучести набухающих глинистых грунтов природной влажности w_0 при $w_0 > w_p$. Изложенное выше позволило сделать заключение, что в наипростейшем случае параметры компрессионной ползучести набухающего грунта, с учетом замачивания, можно определить из двух семейств экспериментальных кривых ползучести (рис.100, 102). Совершенно очевидно, что при определении семейства кривых ползучести имеет важное значение режим замачивания - до, после приложения внешнего давления или замачивание образцов под арретир (с одновременным определением давления свободного набухания $\sigma_{sw,0}$) и последующее их испытание.

На основании предварительных опытов автором было установлено, что когда природная влажность набухающего грунта w_0 больше его влажности на пределе пластичности w_p ($w_0 \geq w_p$), то его уплотнение при $w = w_0$ и уплотнение после замачивания под арретир при $w = w_{sat}$ (в условиях неизменяемости объема и плотности скелета образца), при равных давлениях равны. В случае испытания образцов природной влажности $w = w_0$ внешнее давление p_1 равно эффективному давлению σ_1 , воспринимаемому скелетом грунта ($\sigma_{sw,0} = 0$), а при их испытании после водонасыщения под арретир часть внешнего давления, равная внутреннему давлению свободного набухания, уравнивает давление $p_{sw,0}$, а уплотнение происходит под действием дополнительно приложенного эффективного давления σ_1 при общем внешнем давлении $p_1 = p_{sw,0} + \sigma_1$. Здесь $p_{sw,0} = \sigma_{sw,0}$.

На рис.104 приведены кривые ползучести двух набухающих глинистых грунтов природного сложения под лабораторными номерами 32-80-В и 33-80-А (ЕГУ) (табл.31), определенные под действием ступенчато возрастающих давлений σ_1 при природной влажности w_0 ($\sigma_1 = p_1$) и после водонасыщения под арретир $w = w_{sat}$ ($\sigma_1 = p_1 - \sigma_{sw,0}$).

Как видно на рис.104,а, ползучесть образцов при $w = w_0$ и ползучесть после водонасыщения под арретир при равных значениях σ_1 отличаются друг от друга не больше чем на 20 %. В то же время абсолютные значения отмеченных расхождений не превышают

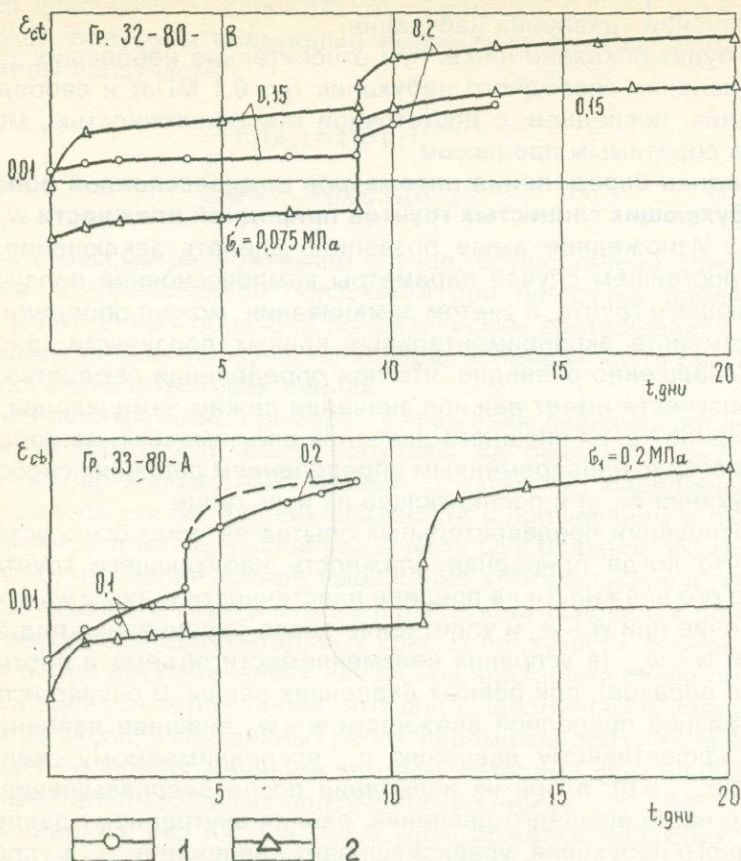


Рис.104. Семейства кривых компрессионной ползучести грунтов 32-80-В (а) и 33-80-А (б), определенные при природной влажности $w = w_0$ и после водонасыщения под арретир (2)

15 % деформаций ползучести образцов, определенных при природной влажности $w = w_0$ под действием давления, равного давлению свободного набухания грунта. В аналогичных условиях испытаны также образцы грунта 33-80-А, однако в целях избежания влияния высыхания на результаты опытов длительность испытания образцов природной влажности несколько сокращена. Как видно на рис.104,б, кривые ползучести, полученные при равных значениях эффективного давления σ_1 , но при различных значениях начальной влажности, практически равны.

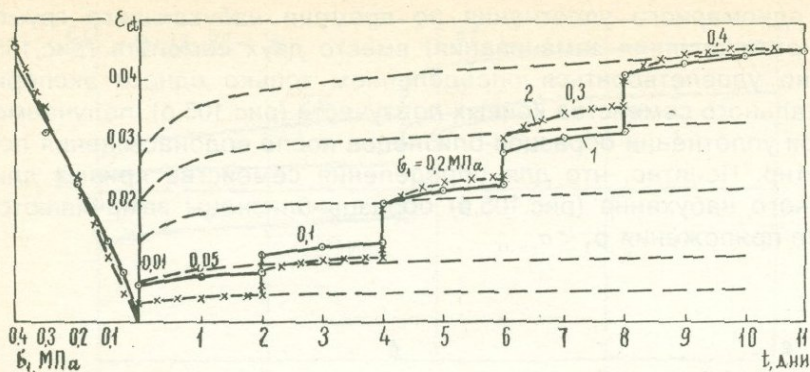


Рис.106. Кривые компрессионной ползучести набухающего грунта 36-80-Б, полученные под действием ступенчато-возрастающих эффективных давлений σ_1 при начальной влажности $w = w_0$ (сплошные линии в правой части рисунка) и после водонасыщения под арретир (штриховые линии с крестиками). В левой части рисунка показаны кривые $\varepsilon_d - \sigma_1$, а в правой части показаны кривые ползучести, построенные по выражению (5.37).

цов-близнецов грунта осуществлено при росте нормальных напряжений ступенями с интервалом их приложения два дня, как при природной влажности (кривая ползучести на рис.106 показана сплошной линией с кружочками), так и после водонасыщения под арретир (штриховая линия с крестиками на рис.106) [77].

Полученные из опытов результаты полностью подтверждает правильность приведенных выше опытных данных (рис.104).

На основании сказанного выше уравнение ползучести одномерного уплотнения набухающего глинистого грунта для постоянных напряжений, с учетом проявления давления набухания $\sigma_{sw,0}$ при его замачивании, можно записать в следующем простом виде:

$$\varepsilon_{cl}(t-\theta) = C_c(t-\theta) \cdot F_1(p_1 - \sigma_{sw,0}), \quad (5.29)$$

где $C_c(t-\theta)$ - мера ползучести, т.е. ползучесть грунта при единичном эффективном давлении $\sigma_1 = (p_1 - \sigma_{sw,0}) = 1$; $F_1(p_1 - \sigma_{sw,0})$ - функция эффективного напряжения, характеризующая нелинейную зависимость между деформациями ползучести и эффективным давлением (рис.105,б) и удовлетворяющая условию $F_1[(p_1 - \sigma_{sw,0}) = 1] = 1$.

В качестве выражения меры ползучести можно, в частности, использовать степенное соотношение (1.16).

Зависимость между деформациями ползучести и эффективным давлением можно, в случае подобия кривых ползучести, записать в виде:

$$\varepsilon_{cl} = \alpha_1(p_1 - \sigma_{sw,0}) + \beta_1(p_1 - \sigma_{sw,0})^n, \quad (5.30)$$

а функцию напряжения-

$$F_1(p_1 - \sigma_{sw,0}) = \alpha(p_1 - \sigma_{sw,0}) + \beta(p_1 - \sigma_{sw,0})^n, \quad (5.31)$$

где α_1 , β_1 и n - определяемые из опыта параметры:

$$\alpha = \frac{\alpha_1}{\alpha_1 + \beta_1}, \quad \beta = \frac{\beta_1}{\alpha_1 + \beta_1}. \quad (5.32)$$

Соотношение (5.29), с учетом (1.16) и (5.31), принимает следующий вид:

$$\varepsilon_{cl}(t - \theta) = A \cdot (t - \theta)^m [\alpha(p_1 - \sigma_{sw,0}) + \beta(p_1 - \sigma_{sw,0})^n], \quad (5.33)$$

из которого следует, что когда: а) $p_1 = \sigma_{sw,0}$ деформация ползучести грунта при компрессии равна нулю; б) $p_1 > \sigma_{sw,0}$ имеет место уплотнение грунта при его замачивании; в) $\sigma_{sw,0} = 0$, $p_1 = \sigma_1$ имеет место уплотнение грунта при природной влажности; г) $p_1 < \sigma_{sw,0}$ - увлажнение грунта приводит к длительному набуханию, величина которого достигает наибольшего значения при $p_1 = 0$.

Из соотношения (5.33) следует, что меры ползучести набухающего грунта при природной влажности $w = w_0$ и после замачивания под арретир $w = w_{sat}$, определенные под действием единичного эффективного давления, равны. Следовательно, они могут быть определены как из испытания грунта природной влажности $w = w_0$, так и из испытания образцов, водонасыщенных предварительно под арретир $w = w_{sat}$.

Для приведенного на рис.106 примера одномерного уплотнения набухающего грунта в двух различных состояниях влажности зависимость между эффективным давлением $\sigma_1 = p_1 - \sigma_{sw,0}$ и деформациями ползучести ε_{cl} представлена в виде линейной функции

$$\varepsilon_{cl} = B [(10p_1 - 10\sigma_{sw,0})] = B(10\sigma_1), \quad (5.34)$$

а для функции напряжения получено следующее выражение:

$$F_1(p_1 - \sigma_{sw,0}) = 10(p_1 - \sigma_{sw,0}) = 10\sigma_1 \quad (\sigma_1 \text{ в МПа}). \quad (5.35)$$

Принимая за единичное эффективное давление $(p_1 - \sigma_{sw,0}) = \sigma_1 = 0,1$ МПа, для меры ползучести получим следующее уравнение вида (1.16):

$$C_c(t-l) = 0,0089(t-l)^{0,094}. \quad (5.36)$$

Тогда соотношение (5.29), с учетом (5.35) и (5.36), и давления свободного набухания $\sigma_{sw,0} = 0,08$ МПа (см. табл.31), записывается следующим образом:

$$\varepsilon_{cl}(t-l) = 0,0089(t-l)^{0,094} \cdot 10(p_1 - 0,08). \quad (5.37)$$

Кривые ползучести одномерного уплотнения для постоянных напряжений σ_1 , построенные по соотношению (5.37) (на рис.106 показаны штриховыми линиями), достаточно близки к экспериментальным кривым, определенным как при испытании образцов при природной влажности $w = w_0$, так и после их водонасыщения под арретир. Это значит, что соотношение (5.33) является обобщенным выражением, позволяющим по результатам испытания образцов на одномерное уплотнение только в одном из указанных состояний влажности определить параметры компрессионной ползучести грунта для другого состояния влажности.

Поскольку определение параметров компрессионной ползучести набухающих грунтов природной влажности $w = w_0$ при полном исключении высыхания образцов в процессе длительного деформирования связано с определенными техническими трудностями, то целесообразно эти деформации определить путем испытания их после водонасыщения под арретир с одновременным измерением давления свободного набухания $\sigma_{sw,0}$.

Однако следует отметить, что эти результаты справедливы только при испытании тонких водонасыщенных образцов при двустороннем отжати поровой воды, когда фактор фильтрации не оказывает заметного влияния на процесс уплотнения, т.е. можно считать, что уплотнение грунта обусловлено только фактором ползучести скелета.

Отметим еще раз, что рассмотренная выше методика определения параметров компрессионной ползучести набухающего грунта природной (начальной) влажности справедлива только при $w_0 \geq w_p$. В случае, когда природная (начальная) влажность набухающего грунта существенно меньше его влажности на пределе пластичности ($w_0 < w_p$), указанную методику нельзя применять, поскольку увлажнение оказывает значительное влияние на свойства грунта.

Определение параметров компрессионной ползучести грунта при его набухании, по аналогии с рассмотренным выше примером (рис.106), можно осуществить методом одной экспериментальной кривой [79]. С целью иллюстрации к сказанному в правой части рис.107 показана экспериментальная кривая компрессионной ползучести (сплошная линия) бентонито-грунтовой смеси № 53-83 оптимальной влажности w_{opt} и наибольшей плотности $\rho_{d,max}$.

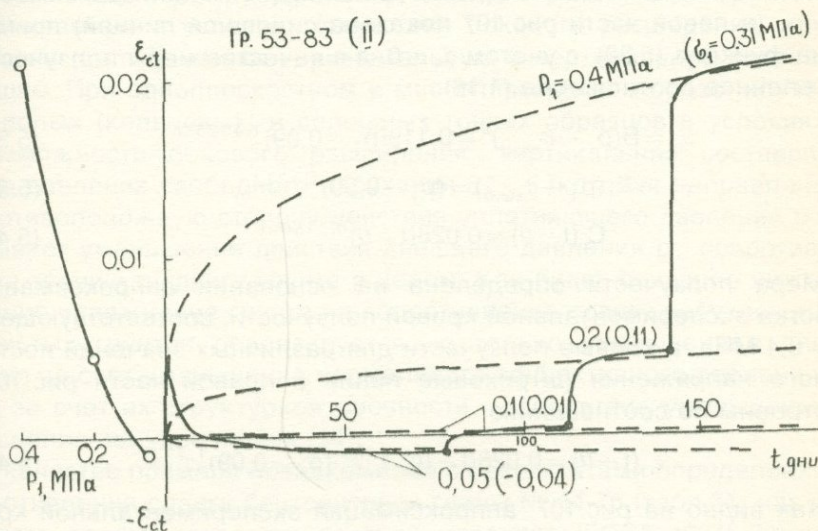


Рис.107. Экспериментальные кривые компрессионной ползучести и зависимости $\epsilon_{ct} - p_1$ грунта 53-83-II (сплошные линии) и кривые ползучести, построенные по соотношению (5.41) (штриховые линии).

Экспериментальная кривая ползучести определена при ступенчатом росте нормального давления, приложенного к образцам-близнецам. Повторность опытов четырехкратная. Образцы начали замачивать через час после приложения первой ступени давления $p_1 = 0.05 \text{ МПа}$, и оно продолжалось в течение всего эксперимента. В течение первого часа действия давления $p_1 = 0.05 \text{ МПа}$ образцы-близнецы подверглись небольшому уплотнению, а после начала их замачивания началось длительное набухание. Одновременно с этими опытами было определено давление свободного набухания испытанного грунта $\sigma_{sw,0} = 0.09 \text{ МПа}$.

Как видно на рис.107, при приложении к набухшим образцам (под действием $p_1 = 0,05$ МПа) давления $p_1 = 0,09$ МПа $\approx \sigma_{sw,0} = 0,09$ МПа имело место их уплотнение с полным восстановлением начальной пористости грунта - начальных размеров образца. Это подтверждает сказанное выше о том, что при относительно небольших давлениях свободного набухания и небольших деформациях свободного набухания этот процесс является обратимым.

В качестве выражения ползучести рассматриваемого грунта использовано соотношение (5.29). Для аппроксимации зависимости $\epsilon_{cl} - p_1$ (в левой части рис.107 показана сплошной линией) применена функция (5.30), с учетом $\alpha_1 = 0$, а в качестве меры ползучести - степенное соотношение (1.16):

$$\epsilon_{cl} = B(p_1 - \sigma_{sw,0})^n = 0,119(p_1 - 0,09)^{1.4723}, \quad (5.38)$$

$$F_1(p_1 - \sigma_{sw,0}) = (p_1 - 0,09)^{1.4723}, \quad (5.39)$$

$$C_c(t - t) = 0,028(t - t)^{0.2786}. \quad (5.40)$$

Мера ползучести определена на основании аппроксимации участка экспериментальной кривой ползучести, соответствующего $p_1 = 0,4$ МПа, а кривые ползучести для различных значений постоянного напряжения (штриховые линии в правой части рис.107) построены по соотношению

$$\epsilon_{cl}(t - t) = 0,028(t - t)^{0.2786} \cdot (p_1 - 0,09)^{1.4723}. \quad (5.41)$$

Как видно на рис.107, аппроксимация экспериментальной кривой вполне удовлетворительная.

П.4. Сопротивление набухающих грунтов сдвигу

В механике грунтов, инженерной геологии и грунтоведении, как было сказано выше, достаточно широко и разносторонне исследована набухаемость глинистых грунтов. Вместе с тем, несмотря на исключительную важность, прочностные свойства (сопротивление сдвигу) этих грунтов с учетом изменяемости их влажности вследствие замачивания водой или растворами, исследованы слабо. Причем подавляющее большинство существующих исследований сопротивления сдвигу набухающих грунтов выполнены при ограниченных значениях уплотняющих давлений, не превышающих величину их давления свободного набухания $\sigma_{sw,0}$. Вопросы сопротивления сдвигу набухающих глинистых грунтов при широких преде-

лах изменяемости уплотняющего давления $p_z \leq \sigma_{sw,0}$ рассмотрены в работах [3, 69, 74, 75].

В работах [3,69] сопротивление сдвигу набухающих глинистых грунтов исследованы при одном значении природной (начальной) влажности $w_0 \approx w_p$, а также в условиях их увлажнения после приложения уплотняющих давлений $p_z \leq \sigma_{sw,0}$. Чтобы определить пределы изменяемости нормальных напряжений p_z , в этих работах предварительно определены значения давления свободного набухания грунтов $\sigma_{sw,0}$. Давления свободного набухания грунтов, испытываемых в условиях отсутствия бокового расширения, как известно (см.п.2), имеют горизонтальную и вертикальную составляющие. При одноплоскостном и многоплоскостном срезе, кручении полых (кольцевых) и сплошных тонких образцов в условиях невозможности бокового расширения, вертикальная составляющая давления свободного набухания $\sigma_{sw,0,z}$ (которая направлена в противоположную сторону действия уплотняющего давления p_z) вызывает уменьшение действия внешнего давления p_z , сопротивления трению и сдвигу грунта в целом. Как будет показано ниже, влияние увлажнения грунта на сопротивление сдвигу набухающих глинистых грунтов реализуется не только уменьшением сил трения за счет уменьшения нормального эффективного давления, но и за счет их структурной прочности - вследствие уменьшения сил сцепления упрочнения [24].

В качестве примера познакомимся с результатами определения сопротивления сдвигу бентонитовой глины № 11-76 (табл.31) нарушенного сложения по стандартной методике (ГОСТ 12248-78)-по методике затухающих деформаций сдвига. Образцы-близнецы грунта испытаны на приборах кручения сплошных образцов М-5 конструкции автора в двух различных начальных состояниях влажности $w=w_0$ и $w=w_{sat}$. С целью установления диапазона изменения уплотняющего давления при определении сопротивления сдвигу грунта была предварительно определена зависимость $\sigma_{sw}-p_z$ (рис.97) на компрессионных приборах М-4 [79] по методу компенсации деформаций набухания в условиях замачивания образцов в течение 19 дней (рис.96,б). Установлено, что давление набухания в данном состоянии грунта - под действием данной уплотняющей нагрузки p_z равно разности (см.п.2)

$$\sigma_{sw}(p_z) = \sigma_{sw,0} - p_z, \quad (5.42)$$

где $\sigma_{sw,0}$ - давление свободного набухания, определяемое при $p_z=0$.

Зная величину давления свободного набухания бентонитовой глины $\sigma_{sw,0} = 0,3$ МПа, образцы-близнецы с начальной влажностью $w_0 = 0,465$ мы испытывали на сдвиг при $p_z = 0,2; 0,3$ и $0,4$ МПа, а в водонасыщенном состоянии при $p_z = 0,15; 0,2; 0,3; 0,5$ и $0,6$ МПа, т.е. при соблюдении условия $\sigma_{sw,0} \leq p_z$. Замачивание образцов до полного водонасыщения, которое продолжалось в течение десяти дней, было начато через час после приложения внешних уплотняющих давлений.

Результаты испытания образцов бентонитовой глины 11-76 на сдвиг (кручение) при начальной влажности и замачивании после приложения уплотняющих давлений p_z приведены в табл.34.

Таблица 34

Результаты испытания бентонитовой глины №11-76 на сдвиг

p_z , МПа		0,15	0,20	0,30	0,40	0,50	0,60
$\tau_{f,st}$, МПа	$w = w_0$	-	0,073	0,094	0,111	-	-
	$w = w_{sat}$	0,045	0,053	0,087	-	0,123	0,142

Диаграммы сопротивления сдвигу бентонитовой глины, построенные по данным табл.34, показаны на рис.108,а. Одна из них, определенная при начальной влажности $w = w_0$, является прямой и аппроксимируется законом Кулона:

$$\tau_{f,st,w_0} = p_z \cdot \operatorname{tg} \varphi_0 + c_0, \quad (5.43)$$

а другая, определенная испытанием замоченных образцов $w = w_{sat}$, **ломаная линия** с двумя прямолинейными участками [69, 74], точка перелома которой соответствует напряжению, равному давлению свободного набухания $p_z = \sigma_{sw,0}$. При $p_z \geq \sigma_{sw,0}$ диаграммы сопротивления сдвигу, полученные в двух различных значениях начальной влажности, практически совпадают, а при $p_z < \sigma_{sw,0}$ - сильно расходятся.

Выражение сопротивления сдвигу набухающей бентонитовой глины при полном водонасыщении $w = w_{sat}$, с учетом зависимости $\sigma_{sw} \sim p_z$ (5.42), записано в виде:

$$\begin{aligned} \tau_{f,st,w_{sat}} &= [p_z - \sigma_{sw}(p_z)] \cdot \operatorname{tg} \varphi_0 + c_0 = \sigma_z(p_z) \cdot \operatorname{tg} \varphi_0 + c_0 = \\ &= [p_z - (\sigma_{w,0} - p_z)] \cdot \operatorname{tg} \varphi_0 + c_0, \end{aligned} \quad (5.44)$$

где $\sigma_{sw}(p_z)$ - давление набухания, зависящее от p_z ; φ_0 и c_0 - параметры, определяемые из испытания грунта при природной

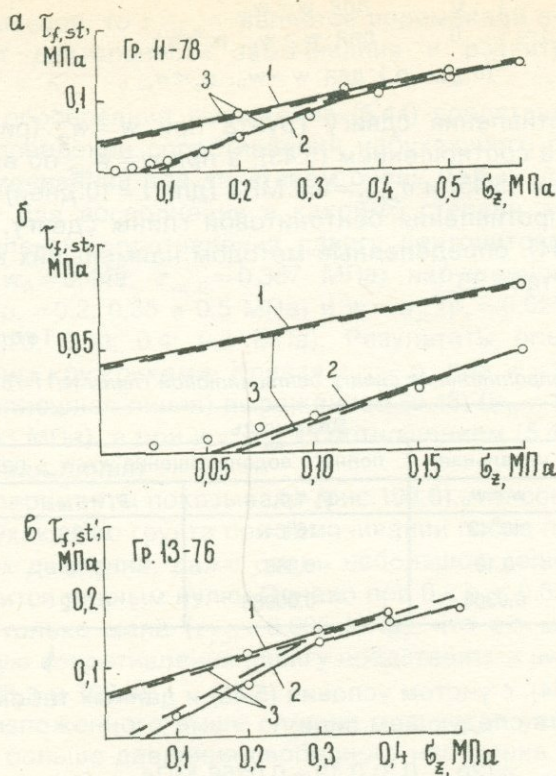


Рис. 108. Диаграммы стандартного сопротивления сдвигу $\tau_{f,st}$ набухающих грунтов (сплошные линии), определенные испытанием образцов природной влажности (1), при полном водонасыщении после приложения уплотняющих давлений (2), и их аппроксимация (3).

а, б-грунт 11-75, в-грунт 13-76

(начальной) влажности $w = w_0$; $\sigma_z(p_z)$ - зависящее от p_z эффективное давление.

Выражение (5.44) справедливо при $-[p_z - \sigma_{sw}(p_z)] \cdot \operatorname{tg} \varphi_0 \geq c_0$;

$$\sigma_{sw}(p_z) = \begin{cases} 0 & \text{для } w = w_0; \\ 0 & \text{для } w > w_0, p_z \geq \sigma_{sw,0}; \\ (\sigma_{sw,0} - p_z) & \text{для } w > w_0, p_z < \sigma_{sw,0} \end{cases} \quad (5.45)$$

Диаграмма сопротивления сдвигу грунта при $w = w_0$ (рис.108,а) аппроксимирована соотношением (5.43), а при $w = w_{sat}$ по выражению (5.44), с учетом (5.45) и $\sigma_{sw,0} = 0,3$ МПа (для $t = 10$ дней).

Параметры сопротивления бентонитовой глины сдвигу, входящие в (5.43) и (5.44), определенные методом наименьших квадратов, приведены в табл.35.

Таблица 35

Параметры сопротивления сдвигу бентонитовой глины №11-76

Параметры	Влажность		
	начальная	полного водонасыщения $w = w_{sat}$, при	
	$w = w_0$	$p_z \leq \sigma_{sw,0}$	$p_z \geq \sigma_{sw,0}$
φ^0	$10^0 43'$	$16^0 04'$	$10^0 20'$
$tg \varphi_0^0$	0,19	0,288	0,18
c_0 , МПа	0,0356	-0,00086	0,032

Выражение (4.44), с учетом условия (5.45) и данных табл.35, для $p_z < \sigma_{sw,0}$ записано в следующем виде:

$$\tau_{f,st,w_{sat}} = (2p_z - 0,3) \cdot 0,19 + 0,0356 \text{ МПа.} \quad (5.46)$$

Диаграммы сопротивления сдвигу бентонитовой глины при $w = w_{sat}$, построенные по соотношениям (5.46) и (5.43), на рис.108, а показаны штриховыми линиями. Как видно на рис.108,а, аппроксимация диаграммы сопротивления сдвигу при $w = w_{sat}$ по выражению (5.46) вполне удовлетворительна, а при $p_z \geq \sigma_{sw,0}$ мало отличается от аппроксимации, выполненной по соотношению (5.43).

Аналогичные результаты получены и при испытании глины № 13-76 (см.табл.31) природного сложения, отобранного из оползневого тела в г. Капане Армении (рис.108,б). В этом случае второй прямолинейный участок ломаной диаграммы сопротивления сдвигу, определенный при $w = w_{sat}$, расположился несколько ниже диаграммы, полученной при $w = w_0$.

Следует отметить, что диаграмма сопротивления сдвигу замоченных образцов (рис.108,а), а также выражение (5.46), соответствуют длительности замачивания $t = 10$ дней. Поскольку давление

свободного набухания растет в течение всего времени замачивания образцов, то $\tau_{f,st,w_{sat}}$ является переменной величиной, зависящей от длительности замачивания и развития $\sigma_{sw,0}$ во времени.

Для обоснования выражения (5.44) представляет большой интерес поведение сопротивления набухающего грунта сдвигу при его замачивании под действием очень малых нормальных напряжений. Для восполнения в какой-то степени этого пробела [75] определены сопротивления сдвигу бентонитовой глины ($\rho = 1,78$ г/см³; $w_0 = 0,449$; $\sigma_{sw,0} = 0,367$ МПа) нарушенного сложения при $w = w_0$ ($p_z = 0,2; 0,35$ и $0,5$ МПа) и $w = w_{sat}$ ($p_z = 0,025; 0,05; 0,075; 0,10; 0,15; 0,20; 0,30; 0,4; 0,6$ МПа). Результаты опытов на рис.108,6 показаны кружочками. Кривая $\tau_{f,st} - p_z$ при $w = w_0$ аппроксимирована (сплошная линия) выражением (5.43) ($\varphi_0 = 10^\circ 40'$; $\text{tg } \varphi_0 = 0,187$; $c = 0,043$ МПа), а при $w = w_{sat}$ - соотношением (5.44), с учетом (5.45) (сплошная линия).

Эксперименты показывают (рис.108,6), что сопротивление сдвигу набухающего грунта при замачивании после приложения уплотняющих давлений, даже очень небольшой величины, никогда не становится равным нулю. Однако при $0 < p_z \leq 0,05$ МПа его величина настолько мала ($\tau_{f,st} < 0,005$ МПа), что ею можно пренебречь и кривую сопротивления сдвигу представить в виде ломаной линии (рис.108,а и 108,в).

Из изложенного выше следует, что когда уплотняющее давление p_z больше давления свободного набухания $\sigma_{sw,0}$, то сопротивление сдвигу неувлажненных и увлажненных образцов практически равны, а при $p_z < \sigma_{s,0}$ имеет место набухание увлажненных образцов и их разупрочнение.

Во всех выполненных совместно с Р.П. Малакяном работах автора набухающие грунты были испытаны на сдвиг при одном значении начальной (природной) влажности и плотности. Причем начальная (природная) влажность w_0 этих грунтов мало отличалась от их влажности на пределе пластичности ($0,9 w_p < w_0 < 1,2 w_p$). Совершенно понятно, что результаты этих исследований не могли дать полного представления о сопротивлении сдвигу рассматриваемых грунтов, прочностные свойства которых весьма существенно зависят от их плотности-влажности в начале испытания.

В целях выяснения вопроса о влиянии состояния плотности-влажности на сопротивление сдвигу набухающих грунтов автором, совместно с С.Г. Айрояном [85], осуществлено исследование

прочности бентонитовой глины № 59-85 ($\rho = 2,75 \text{ г/см}^3$, $w_L = 1,705$, $w_p = 0,404$, $I_p = 1,301$) нарушенного сложения. Методом кручения на приборах М-5 [79] испытаны на сдвиг пять серий образцов-близнецов бентонитовой глины № 59-85 по стандартной методике, при пяти различных значениях их начальной влажности-плотности (табл.36). Уплотняющие давления на образцы-близнецы созданы рычажными приспособлениями [79]. Чтобы образцы грунта имели бы близкие физико-механические свойства, они были испытаны в переуплотненных состояниях. Для этого серия образцов в начале уплотнялась под действием некоторого постоянного давления $p_{z,0}$, затем полностью разгружалась и выдерживалась без нагрузки до полной стабилизации деформаций. Одновременно испытанием нескольких образцов-близнецов из этой серии определялось давление свободного набухания $\sigma_{sw,0}$, соответствующее данному состоянию грунта при влажности w_0 .

Таблица 36

Результаты испытания на сопротивление сдвигу
бентонитовой глины №59-85

$\frac{w_0}{\rho_0 \text{ г/см}^3}$	$p_{z,0}$, МПа	Условие испытания образцов	$\sigma_{sw,0}$, МПа	p_z , МПа	$\tau_{f,sw}$, МПа	c , МПа	$\frac{\varphi^0}{\text{tg } \varphi^0}$
1	2	3	4	5	6	7	8
$\frac{0,326}{1,652}$	0,8	при природной влажности $w = w_0$	0,0	0,4 0,7 0,8	0,296 0,332 0,350	0,244	$\frac{7^0 17' 36''}{0,131}$
		после водонасыщения $w = w_{sat}$	0,669	0,2 0,3 0,4 0,7 0,8 1,15	0,072 0,092 0,110 0,193 0,230 0,335	0,006	$\frac{15^0 38' 24''}{0,280}$
		при начальной влажности $w = w_0$	0,0	0,7 0,8	0,2982 0,3174	0,1638	$\frac{10^0 52' 5''}{0,192}$
		после водонасыщения $w = w_{sat}$	0,625	0,15 0,25 0,70 0,80 0,95	0,0717 0,1051 0,1947 0,2177 0,2331	0,0456	$\frac{11^0 28' 30''}{0,203}$
$\frac{0,363}{1,702}$	0,85	при начальной влажности $w = w_0$	0,0	0,7 0,8	0,2982 0,3174	0,1638	$\frac{10^0 52' 5''}{0,192}$
		после водонасыщения $w = w_{sat}$	0,625	0,15 0,25 0,70 0,80 0,95	0,0717 0,1051 0,1947 0,2177 0,2331	0,0456	$\frac{11^0 28' 30''}{0,203}$

$\frac{0,433}{1,728}$	0,6	при началь- ной влаж- ности $w = w_0$	0,0	0,45 0,55	0,177 0,189	0,1341 $\frac{5^0 37' 30''}{0,0985}$
		после водо- насыщения $w = w_{sat}$	0,375	0,15 0,25 0,45 0,55	0,088 0,123 0,167 0,174	0,0402 $\frac{17^0 38' 24''}{0,318}$ при $p_z \leq 0,35$ МПа
$\frac{0,522}{1,643}$	0,4	при началь- ной влаж- ности $w = w_0$	0,0	0,025 0,075 0,125 0,250 0,350	0,0713 0,0783 0,0883 0,1034 0,1082	0,0707 $\frac{6^0 37'}{0,116}$
		после водо- насыщения $w = w_{sat}$	0,17	0,025 0,075 0,125 0,250 0,350	0,0059 0,0297 0,0543 0,0979 0,1064	-0,006 $\frac{25^0 49' 48''}{0,484}$ при $p_z \leq 0,2$ МПа
$\frac{0,945}{1,389}$	0,2	при началь- ной влаж- ности $w = w_0$	0,0	0,00625 0,025 0,075 0,1	0,0200 0,0209 0,0263 0,0281	0,0191 $\frac{5^0 8' 35''}{0,09}$
		после водо- насыщения $w = w_{sat}$	0,0687	0,00625 0,025 0,075 0,1	0,0059 0,0111 0,0262 0,0315	0,004 $\frac{16^0 22' 48''}{0,294}$ при $p_z \leq 0,075$ МПа

Примечание. При испытании образцов природной влажности ($w = w_0$) $\sigma_{sw,0} = 0$, поэтому внешнее уплотняющее давление p_z равно эффективному давлению σ_z , воспринимаемому скелетом грунта ($p_z = \sigma_z$).

Зная величину давления свободного набухания грунта $\sigma_{sw,0}$ нами осуществлялось уплотнение остальных образцов-близнецов из этой серии с таким расчетом, чтобы было бы соблюдено условие $p_z \geq \sigma_{sw,0}$. После стабилизации деформаций уплотнения часть образцов была испытана на сдвиг при начальной влажности $w = w_0$ - без замачивания, а другая часть - после замачивания до влажности w_{sat} полного водонасыщения $S_r = 1$ и условной стабилизации деформаций. Как обычно, замачивание образцов было начато через час после приложения уплотняющих давлений.

В табл.36 приведены: а) значения начальной плотности образцов ρ_0 ; б) величины давления свободного набухания $\sigma_{sw,0}$ образцов после удаления начального уплотняющего давления $p_{z,0}$; в) влажность w_0 образцов после их повторного уплотнения под действием p_z (перед испытанием на срез). Там же приведены значения p_z и соответствующие им средние значения параметров сопротивления сдвигу φ и c , определенные при начальной влажности w_0 и влажности полного водонасыщения w_{sat} .

Диаграммы сопротивления сдвигу, определенные при пяти различных состояниях влажности-плотности бентонитовой глины, показаны на рис.109.

На основании анализа полученных экспериментальных данных можно сделать следующие основные выводы:

1. При $w_0 \geq w_p$ диаграмма сопротивления сдвигу образцов набухающих грунтов, увлажненных под действием $p_z \geq \sigma_{sw,0}$, как правило, имеет вид ломаной линии (рис.109).

2. В пределах изменяемости природной влажности $w_0 \geq w_p$ сопротивление сдвигу $\tau_{f,sl}$ неувлажненных и увлажненных (замоченных) после приложения уплотняющих давлений $p_z \geq \sigma_{sw,0}$ практически равно.

Когда начальная (природная) влажность набухающего грунта несколько меньше его влажности на пределе раскатывания $w_p (w_0 < w_p)$ в пределах $p_z \geq \sigma_{sw,0}$, сопротивление сдвигу при $w = w_0$ выше его значения, определенного при $w = w_{sat}$.

3. В указанных в п.1 условиях при $p_z < \sigma_{sw,0}$ увлажнение приводит к набуханию образцов (табл.37) и снижению их прочности.

Таблица 37

Набухание образцов (в %%) бентонитовой глины №59-85 при различных значениях уплотняющего давления (в МПа)

w_0	0,00625	0,025	0,075	0,125	0,150	0,200	0,250	0,300	0,400
0,945	8,56	4,79	-	-	-	-	-	-	-
0,523	-	15,83	10,06	5,021	-	-	-	-	-
0,433	-	-	-	-	10,42	-	7,71	-	-
0,363	-	-	-	-	7,504	-	3,52	-	-
0,326	-	-	-	-	-	8,54	-	7,896	4,229

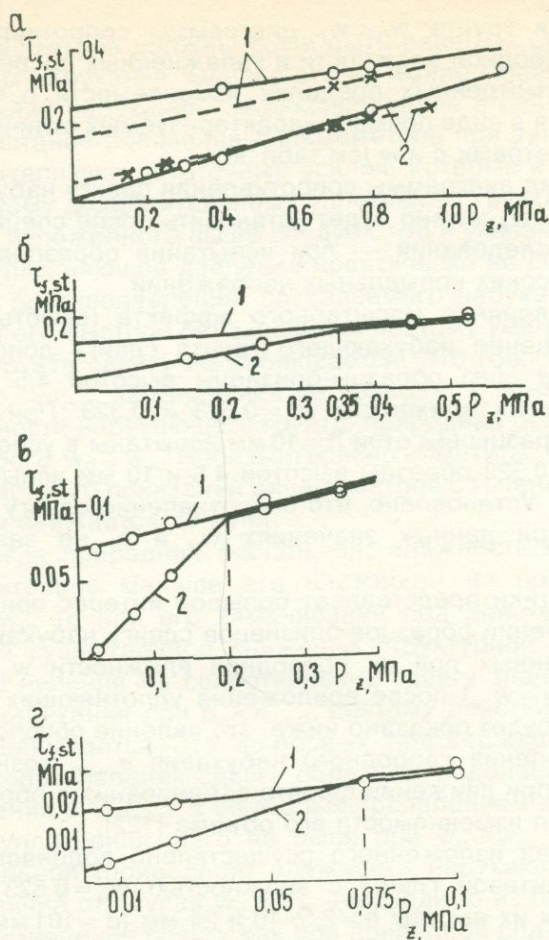


Рис.109. Диаграммы сопротивления сдвигу бентонитовой глины 58-85.

а - $w=0,326$ и $0,363$ (штриховые линии); б - $w=0,433$; в - $w=0,522$; г - $w=0,945$.

1-испытание образцов при природной (начальной) влажности $w=w_0$; 2-испытание образцов при замачивании после стабилизации деформаций от действия уплотняющих давлений

4. Уплотняющее давление p_z , соответствующее перелому диаграммы $\tau_{f, st} - p_z$, равно давлению свободного набухания $\sigma_{sw, 0}$ грунтов в данном их состоянии. Оно несколько выше давления свободного набухания, определяемого до приложения p_z .

5. При влажности грунта $w_0 < w_p$ диаграммы сопротивления сдвигу образцов природной влажности и увлажненных после приложения p_z , в рассмотренных пределах изменяемости $p_z \leq 1,15$ МПа, представляются в виде прямых, характеризующихся отличными друг от друга параметрами c и φ (см. табл. 36).

Окончательный вид диаграммы сопротивления сдвигу набухающих грунтов при $w_0 < w_p$ можно будет установить после специально выполненных исследований — при испытании образцов под действием более высоких нормальных напряжений.

Чтобы выяснить влияние масштабного эффекта (высоты образца) на сопротивление набухающего грунта сдвигу дополнительно испытаны на срез образцы-близнецы высотой 4,5 и 10 мм при двух значениях влажности $w_0 = 0,523$ и 0,323. При влажности $w_0 = 0,523$ образцы высотой $h = 10$ мм испытаны в условиях $p_z \geq \sigma_{sw,0}$, а при $w_0 = 0,323$ образцы высотой 4,5 и 10 мм испытаны только при $p_z > \sigma_{sw,0}$. Установлено, что сопротивление сдвигу бентонитовой глины, при данных значениях w_0 и h , не зависит от высоты образца.

Для науки и практики представляет большой интерес природа равенства сопротивлению образцов-близнецов сдвигу набухающего грунта, определенных при их природной влажности $w_0 \geq w_p$ и водонасыщении ($w = w_{sat}$) после приложения уплотняющих давлений $p_z \geq \sigma_{sw,0}$. Как будет показано ниже, это явление обусловлено релаксацией давления свободного набухания $\sigma_{sw,0}$, возникающего постепенно — при движении фронта замачивания в образце в условиях отсутствия изменяемости его объема [122].

Для доказательства изложенного осуществлено водонасыщение образцов бентонитовой глины с влажностью $w_0 = 0,523$ при различных значениях их высоты $h = 2,5; 10$ и 24 мм ($d = 101$ мм) на приборе М-5 [79] под давлением $p_z = 0,625$ МПа. Для этого перфорированные рифленные диски-штампы приборов были заменены гладкими перфорированными дисками-штампами, а давления на образцы создавались винтовыми приводами и фиксировались динамометрами ДОСМ-3-1. Опытами установлено, что при увлажнении образцов имеет место небольшое возрастание показания динамометров (уплотняющих давлений) до 0,0025 МПа и уплотнение образцов в пределах 0,005...0,015 мм.

Совершенно понятно, что при отсутствии релаксаций давления набухания показания динамометров (которые находились в жестких замкнутых системах) должны были возрасти на величину усилия, возникающего от давления набухания. То есть, показания

динамометров должны были быть равными сумме внешней силы и силы набухания. Однако это не имело место в силу релаксаций давления набухания. Зафиксированное в опытах незначительное возрастание показаний динамометров при замачивании образцов характеризуют остаточные усилия, которые и привели к незначительному дополнительному уплотнению грунта.

Из изложенного выше следует, что в указанных условиях внешнее уплотняющее давление практически не снижается под действием противодействия, создаваемого набуханием грунта, вследствие его быстрой релаксации, и поэтому уменьшение сопротивления грунта сдвигу не наблюдается. Это говорит также о том, что при $p_z > \sigma_{sw,0}$ замачивание не приводит к понижению структурной прочности набухающего грунта, природная (начальная) влажность которого $w_0 \geq w_p$. Небезынтересно отметить, что указанное выше возрастание показаний динамометров с течением времени практически снижается до нуля.

Когда природная (начальная) влажность набухающего грунта значительно меньше его влажности на пределе пластичности $w_0 < w_p$, то при его замачивании под действием $p_z \geq \sigma_{sw,0}$ имеет место существенное снижение структурной прочности. Влияние этого явления на сопротивление сдвигу значительно выше влияния набухания при $p_z < \sigma_{sw,0}$, поэтому действие последнего как-то затушевывается. Это, во-первых, подтверждается видом диаграммы сопротивления сдвигу образцов, водонасыщенных после приложения $p_z \geq \sigma_{sw,0}$, а во-вторых — проявлением небольшой деформации уплотнения, чего не было при $w_0 \geq w_p$. Следовательно, при начальной (природной) влажности набухающего грунта $w_0 < w_p$, в отличие от случая $w_0 \geq w_p$, необходимо из опыта определить его сопротивление сдвигу как при природной влажности, так и в водонасыщенном состоянии.

Аналогичные результаты были ранее получены М.Д. Алениной [3] при исследовании сопротивления сдвигу трех различных набухающих грунтов только при их природной влажности $w_0 < w_p$ в условиях $p_z \geq \sigma_{sw,0}$. Потерю прочности этих грунтов при замачивании под действием $p_z > \sigma_{sw,0}$ она, совершенно справедливо, объясняет уменьшением их структурной прочности, а под действием $p_z < \sigma_{sw,0}$ — снижением структурной прочности и набуханием.

Снижением структурной прочности грунта при замачивании под действием $p_z \geq \sigma_{sw,0}$ можно объяснить более низкое (параллельное) расположение второго прямолинейного участка диаграммы сопротивления сдвигу № 13-76 (рис.108,в), определенного при

$w = w_{sur}$, чем аналогичная диаграмма того же грунта, определенная при $w = w_0$.

Резюмируя вышеизложенное, можно отметить, что разгрузка набухающего глинистого грунта, находящегося под бытовым давлением $p_{1.0} \geq \sigma_{sw,0}$, может стать причиной его разрушения (среза) вследствие резкого уменьшения сопротивления сдвигу [60].

Сопротивление набухающих грунтов сдвигу при природной влажности и после водонасыщения под арретир. При исследовании сопротивления сдвигу глинистых грунтов вообще, набухающих грунтов в частности, возникает проблема их определения при сохранении природной влажности $w = w_0$. Определение как сопротивления сдвигу, так и длительного сопротивления сдвигу и деформации ползучести при сдвиге в условиях сохранения природной влажности относится к числу технически сложных вопросов. Исключение высыхания (испарения влаги) образцов в течение всего, порой достаточно длительного, времени их испытания связано с необходимостью осуществления ряда специальных мероприятий по герметизации приборов и образцов [74, 79]. Герметизация приборов и образцов грунта очень сложна, неприятна и, одновременно, не совсем надежна. Поэтому часто отказываются от ее применения. Казалось бы, достаточно простым решением вопроса является испытание образцов в помещении с очень высокой относительной влажностью воздуха (98...100 %). Однако, как показали наблюдения автора, в этом случае имеет место обратное явление. Грунт поглощает влагу из воздуха и набухает, что совершенно недопустимо.

Для определения сопротивления сдвигу набухающих глинистых грунтов при их природной влажности, на основании ранее выполненных работ автора по исследованию компрессионной ползучести этих грунтов при природной влажности w_0 (см.п.3) автором и С.Г. Айрояном [82, 83] использована методика уплотнения образцов под действием σ_z после предварительного их водонасыщения под арретир с одновременным определением давления их свободного набухания $\sigma_{sw,0}$. При этом давление свободного набухания $\sigma_{sw,0}$ уравнивается внешним давлением $p_{sw,0}$, прикладываемым к образцу через рычажный пресс или винтовой привод, снабженный динамометром, по условию его нулевого деформирования.

Из изложенного выше следует, что в некоторых пределах изменемости природной (начальной) влажности набухающего глинистого грунта w_0 , его сопротивления сдвигу, определенные при

уплотнении образцов с сохранением природной влажности и после водонасыщения под арретир ($w = w_{sat}$) под действием равных эффективных уплотняющих давлений σ_z , равны. Очевидно, что в первом случае давление уплотнения равно эффективному давлению $p_z = \sigma_z$, а во втором случае общее внешнее давление равно сумме $p_z = p_{sw,0} + \sigma_z$.

Для проверки правильности изложенных соображений были проведены предварительные испытания двух бентонито-супесчаных смесей и бентонитовой глины природного сложения, отобранной из Куйбышевского оползневого массива Дилижанского района Армении [82]. Составы и основные показатели физических свойств испытанных грунтов приведены в табл.38 соответственно под лабораторными номерами 57-85, 58-85 и 60-85. Образцы диаметром 101 мм, высотой 24 мм испытаны на сдвиг методом кручения на приборах М-5. Уплотняющие давления на образцы создавались рычажными прессами. В целях исключения высыхания образцов, предназначенных для испытания в условиях сохранения природной влажности $w = w_0$, защитные кольца и штампы покрывались толстым слоем ватота, а их влажность определялась как до, так и после среза. Установлено, что за время 3-х...4-х дневного уплотнения и среза влажность образцов-близнецов практически не изменялась [82].

Серия образцов-близнецов грунта № 57-85 предварительно уплотнена под давлением $p_{z,0} = \sigma_{z,0} = 0,6$ МПа, затем соответственно разгружена до $p_z = \sigma_z = 0,15; 0,25$ и $0,5$ МПа. После условной стабилизации деформаций девять образцов-близнецов из этой серии испытаны на сдвиг по стандартной методике в условиях сохранения начальной влажности $w = w_0$ (табл.38). Шесть образцов-близнецов из той же серии водонасыщены под арретир, затем попарно уплотнены под действием указанных выше давлений и испытаны на сдвиг по стандартной методике после стабилизации деформаций уплотнения. В последнем случае определены давления набухания испытанных образцов σ_{sw} под действием данных p_z и давление свободного набухания $\sigma_{sw,0}$.

Грунт № 58-85 испытан на сдвиг при двух различных вариантах уплотнения образцов-близнецов: А и Б. При варианте А восемь образцов-близнецов уплотнены при начальной влажности $w_0 = 0,417$ под давлениями $p_z = \sigma_z = 0,1; 0,2$ и $0,4$ МПа и испытаны на срез по стандартной методике после стабилизации деформаций уплотнения. Остальные образцы-близнецы, в количестве восьми штук, водонасыщены под арретир, определены давления их сво-

Составы и основные показатели физических свойств грунтов

Лаборат. № грунта	ρ , г/см ³	ρ_s , г/см ³	w_0	Состав и наимено- вание грунта	w_L	w_p	I_p	I_L
57-85	1,71	2,71	0,273	супеси- 40%, бентони- та-60%	0,865	0,387	0,478	-0,245
58-85	1,73 1,74	2,73	0,417 0,430	супеси- 25%, бентони- та-75%	0,952	0,442	0,510	-0,043
59-85	1,63 1,715 1,740 1,801	2,75	0,546 0,424 0,320 0,362	глина бентони- товая	1,705	0,404	1,301	0,109 0,015 -0,0646 -0,032
60-85	1,75	2,74	0,407	глина бентони- товая	1,08	0,406	0,674	0,0015

бодного набухания $\sigma_{sw,0}$, а затем к ним приложены эффективные уплотняющие давления $\sigma_z = p_z - \sigma_{sw,0} = 0,1; 0,2$ и $0,4$ МПа и испытаны на сдвиг по той же стандартной методике. **При варианте Б** все образцы-близнецы (в количестве 28 штук) предварительно уплотнены под давлением $p_{z,0} = \sigma_{z,0} = 0,5$ МПа, затем полностью разгружены. После стабилизации деформаций к 14 образцам-близнецам, при начальной влажности $w_0 = 0,430$ (табл.38, 39), приложены давления $p_z = \sigma_z = 0,025; 0,075; 0,30$ и $0,40$ МПа и испытаны на сдвиг по стандартной методике. Остальные образцы-близнецы, в количестве 14 штук, уплотнены под действием указанных выше уплотняющих эффективных давлений после водонасыщения под арретир и испытаны на сдвиг по той же стандартной методике. Определены давления свободного набухания $\sigma_{sw,0}$ образцов.

Наконец, бентонитовая глина природного сложения № 60-85 испытана на сдвиг по ветви уплотнения компрессионной кривой точно так же, как грунт № 58-85 при уплотнении по варианту А.

Данные испытания образцов-близнецов всех рассмотренных выше грунтов приведены в табл.39, а диаграммы их сопротивления сдвигу показаны на рис.110. Для получения определенного пред-

Результаты испытания набухающих грунтов на сдвиг

Лабо- рат. № грунта	Усло- вие испы- тания об- разцов без ув- лажне- ния	Кол-во испы- танных образ- цов	$\sigma_{\text{ув},0}$ МПа	σ_z МПа	p_z МПа	$\tau_{f,N}$ МПа	c МПа	$\frac{\text{tg } \varphi}{\varphi}$	r
57-85	без ув- лажне- ния	2	-	0,15	0,15	0,212	0,161	<u>0,302</u> 16°48'	0,795
		2	-	0,25	0,25	0,228			
		5	-	0,50	0,50	0,310			
	с ув- лажне- нием	2	0,450	0,15	0,60	0,162	0,153	<u>0,132</u> 7°31'	0,858
		2	0,462	0,25	0,712	0,201			
		2	0,269	0,50	0,769	0,215			
58-85, А	без ув- лажне- ния	3	-	0,10	0,10	0,071	0,0565	<u>0,161</u> 9°9'	0,902
		3	-	0,20	0,20	0,092			
		2	-	0,40	0,40	0,119			
	с ув- лажне- нием	3	0,1167	0,10	0,2167	0,0692	0,0565	<u>0,146</u> 8°18'	0,934
		3	0,112	0,20	0,312	0,0886			
		2	0,1187	0,40	0,5187	0,1136			
58-85, Б	без ув- лажне- ния	2	-	0,025	0,025	0,0822	0,0791	<u>0,172</u> 9°46'	0,922
		3	-	0,075	0,075	0,089			
		3	-	0,15	0,15	0,1135			
	с ув- лажне- нием	3	-	0,30	0,30	0,1223	0,0791	<u>0,172</u> 9°46'	0,922
		3	-	0,40	0,40	0,1517			
		3	-	0,40	0,40	0,1517			
60-85	с ув- лажне- нием	2	0,198	0,025	0,223	0,0879	0,0853	<u>0,116</u> 9°26'	0,912
		3	0,190	0,075	0,265	0,0938			
		3	0,204	0,15	0,354	0,1187			
	без ув- лажне- ния	3	0,177	0,30	0,477	0,1317	0,0249	<u>0,238</u> 13°23'	0,960
		3	0,200	0,40	0,600	0,1516			
		3	-	0,20	0,20	0,0703			
60-85	с ув- лажне- нием	3	-	0,30	0,30	0,1010	0,0249	<u>0,238</u> 13°23'	0,960
		3	-	0,30	0,30	0,1010			
		2	-	0,40	0,40	0,1167			
	с ув- лажне- нием	3	0,052	0,20	0,252	0,0680	0,0263	<u>0,229</u> 12°54'	0,90
		3	0,0587	0,30	0,359	0,1029			
		2	0,0531	0,40	0,453	0,1118			

ставления о разбросе опытных данных маловлажного грунта №57-85 на рис.110, а отмечены результаты испытания всех образцов-близнецов, а также их средние значения (темные треугольники и кружочки). На рис.110,б и 110,в приведены только средние

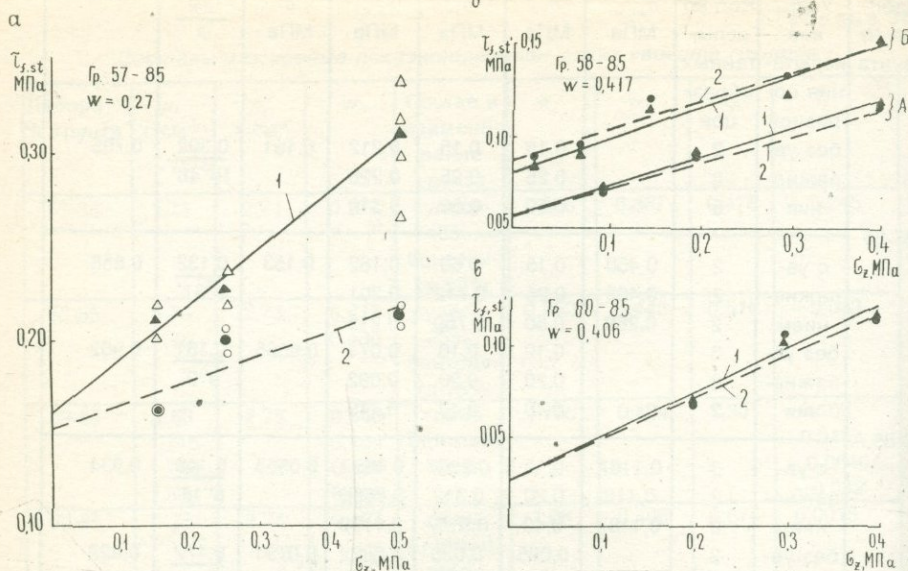


Рис.110. Диаграммы сопротивления сдвигу набухающих грунтов.

а-грунт 57-85, б-грунт 58-85, в-грунт 60-85

1-уплотнение образцов и срез при природной (начальной) влажности $w = w_0$; 2-уплотнение и срез образцов после водонасыщения под арретир.

значения результатов испытания образцов-близнецов, поскольку их разброс колеблется в очень небольших пределах. В табл.39 приведены также вычисленные по методу наименьших квадратов параметры сопротивления сдвигу грунтов и коэффициенты корреляций указанных диаграмм.

Чтобы иметь определенное представление о степени приближения данных сопротивления сдвигу набухающих грунтов, полученных их испытанием при природной (начальной) влажности $w = w_0$ — без увлажнения и после водонасыщения под арретир, в табл.40 приведены соотношения $\tau_{f, st, w_{sat}} / \tau_{f, st, w_0}$, определенные по средним значениям опытных данных. Здесь $\tau_{f, st, w_{sat}}$ — сопротивление сдвигу грунта, определенное по стандартной методике при уплотнении образцов после водонасыщения под арретир, а τ_{f, st, w_0} — то же самое при испытании без замачивания — при сохранении начальной (природной) влажности w_0 .

Таблица 40

Данные о точности приближения результатов испытания набухающих грунтов на сдвиг при природной влажности и после водонасыщения под арретир

Лаб. № грунта	w_0	$\tau_{f, st, w_{sat}} / \tau_{f, st, w_0}$ при σ_z , МПа								
		0,025	0,075	0,10	0,15	0,20	0,25	0,30	0,40	0,50
57-85	0,273	-	-	-	0,76	-	0,88	-	-	0,69
58-85	А	0,417	-	-	0,97	-	0,96	-	-	0,95
	Б	0,430	1,06	1,05	-	1,05	-	-	1,02	1,00
60-85	0,406	-	-	-	-	0,97	-	1,02	0,96	-
59-85	0,320	-	-	0,87	-	-	0,69	-	0,72	-
	0,365	-	-	0,97	-	-	0,87	-	0,88	-
	0,417	-	-	1,04	-	-	0,94	-	0,95	-
	0,546	-	-	1,05	-	-	0,99	-	1,10	-

Результаты предварительных опытов в целом подтвердили правильность высказанной выше гипотезы и показали, что при начальной влажности $w = w_0$, примерно равной влажности грунта на пределе пластичности w_p или превышающей ее величину (грунты №№ 58-85 и 60-85), сопротивления образцов-близнецов сдвигу при природной (начальной) влажности w_0 и уплотненных после водонасыщения под арретир (табл.40) практически равны. В то же время при испытании образцов грунта 57-85, начальная влажность которого намного меньше его влажности на пределе пластичности ($w_p = 0,387$), расхождение между сопротивлениями сдвигу, определенными по рассмотренным выше двум методам предварительного уплотнения, достаточно велико и при $\sigma_z = 0,5$ МПа доходит до 33 % (табл.40). Правда, в этом случае разброс опытных данных (рис.110,а) также достаточно большой и колеблется в пределах $\pm 5...11$ %, т.е. расхождение между их крайними значениями доходит до 22 %.

Примечательным является то, что давления свободного набухания образцов-близнецов $\sigma_{sw,0}$ грунтов, за исключением грунта 57-85 при $\sigma_z = 0,5$ МПа, мало отличаются друг от друга (табл.39). Это свидетельствует о том, что испытанные образцы действительно являются близнецами, обладающими одинаковыми свойствами.

Рассмотренные выше результаты опытов позволили установить, что при определенных значениях начальной (природной) влажности набухающих грунтов их увлажнение под арретир (в условиях отсутствия изменения объема) практически не снижает их сопротивления сдвигу, хотя оно приводит к проявлению значительно давления свободного набухания $\sigma_{sw,0}$ (см.табл.39). Чтобы уста-

новить границы изменяемости начальной влажности набухающих грунтов, в пределах которой условие неизменяемости их прочности при дополнительном увлажнении является справедливым, осуществлено испытание четырех серий образцов-близнецов бентонитовой глины Саригюхского месторождения (Армения) нарушенного сложения при четырех различных значениях их начальной влажности-плотности [83]. Все четыре серии образцов-близнецов бентонитовой глины Саригюхского месторождения № 59-85 (см. табл. 38, 39) испытаны по единой методике уплотнения, примененной при испытании грунта № 58-85 по варианту Б. А именно, образцы-близнецы всех четырех серий предварительно уплотнены под действием $p_{z,0} = 0,5$ МПа, а после стабилизации деформаций полностью разгружены. Затем, в каждой серии по восемь образцов-близнецов уплотнены под давлениями $\sigma_z = 0,1; 0,2$ и $0,4$ МПа и испытаны на сдвиг при природной влажности по стандартной методике. Остальные образцы-близнецы данной серии в количестве восьми штук были водонасыщены под арретир, подвергнуты уплотнению под действием указанных выше эффективных давлений и испытаны на сдвиг по той же стандартной методике. Определены значения давления свободного набухания всех четырех серий образцов-близнецов [83].

Результаты испытания указанных серий образцов-близнецов № 59-85 приведены в табл. 41 и показаны на рис. 111. На графиках рис. 111, а, рис. 111, б, как и на рис. 110, а, отмечены все результаты испытания образцов-близнецов, а также их средние значения (темные треугольнички и кружочки). На остальных двух графиках рис. 111 приведены только средние значения сопротивления образцов-близнецов сдвигу в виде темных треугольничков и кружочков, определенные соответственно при начальной влажности w_0 и после водонасыщения под арретир.

В табл. 40 приведены соотношения $\tau_{f,st,w_{sat}} / \tau_{f,st,w_0}$, характеризующие степень точности приближения средних значений сопротивления образцов-близнецов сдвигу, определенные при двух различных способах их уплотнения.

Результаты испытания бентонитовой глины полностью согласуются с рассмотренными выше данными. Опыты показывают, что независимо от режима уплотнения - по ветви уплотнения компрессионной кривой или декомпрессии (разуплотнения), в пределах изменяемости влажности $0,9 w_p < w_0 < w_L$, сопротивления сдвигу набухающих грунтов при их уплотнении в условиях сохранения природной влажности $w = w_0$ и после водонасыщения под арретир

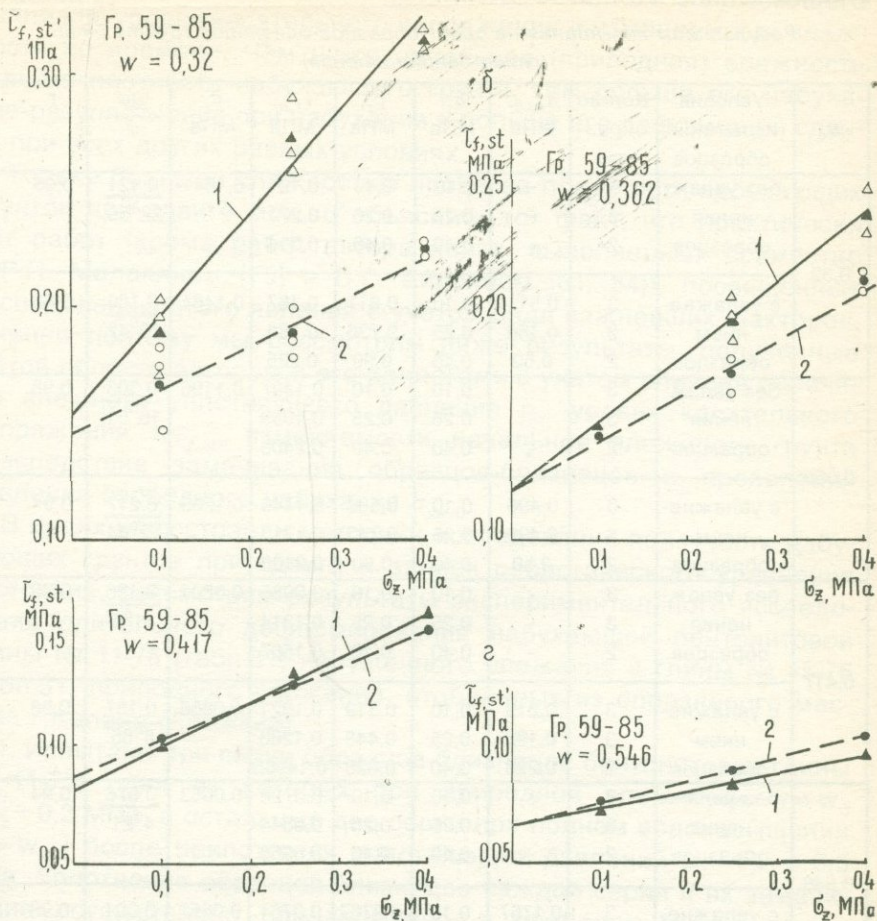


Рис.111. Диаграммы сопротивления сдвигу набухающего грунта 59-85.

а - $w=0,32$, б - $w=0,362$, в - $w=0,417$, г - $w=0,546$.

1-уплотнение образцов и срез при начальной влажности $w=w_0$; 2-уплотнение образцов и срез после водонасыщения под арретир

($w=w_{sat}$) практически равны. Следовательно, сопротивления сдвигу набухающего грунта при природной (начальной) влажности $w_0 \geq 0,9 w_p$ могут быть определены их уплотнением после водонасыщения под арретир. Это, во-первых, позволяет избежать осуще-

Результаты испытания на сдвиг образцов-близнецов грунта 59-85
(глина бентонитовая)

w_0	Условия испытания образцов	Кол-во образ- цов	$\sigma_{sw,0}$, МПа	σ_z , МПа	p_z , МПа	$\tau_{f,st}$, МПа	c , МПа	$\frac{tg\varphi}{\varphi}$	r
0,32	без увлаж- нения образцов	3	-	0,10	0,10	0,191	0,1541	<u>0,421</u>	0,95
		3	-	0,25	0,25	0,271		22°50'	
		2	-	0,40	0,40	0,314			
	с увлажне- нием образцов	3	0,511	0,10	0,611	0,167	0,1461	<u>0,189</u>	0,88
		3	0,486	0,25	0,736	0,188		10°42'	
		2	0,50	0,40	0,90	0,225			
0,365	без увлаж- нения образцов	3	-	0,10	0,10	0,1497	0,1196	<u>0,303</u>	0,98
		3	-	0,25	0,25	0,1959		16°51'	
		2	-	0,40	0,40	0,2405			
	с увлажне- нием образцов	3	0,496	0,10	0,596	0,1446	0,1205	<u>0,217</u>	0,97
		3	0,492	0,25	0,742	0,1713		12°44'	
		2	0,50	0,40	0,90	0,2108			
0,417	без увлаж- нения образцов	3	-	0,10	0,10	0,0985	0,0801	<u>0,196</u>	0,96
		3	-	0,25	0,25	0,1314		11°5'	
		2	-	0,40	0,40	0,1567			
	с увлажне- нием образцов	3	0,219	0,10	0,319	0,1021	0,0866	<u>0,157</u>	0,98
		3	0,198	0,25	0,448	0,1260		8°55'	
		2	0,228	0,40	0,628	0,14965			
0,546	без увлаж- нения образцов	3	-	0,10	0,10	0,0728	0,0653	<u>0,076</u>	0,94
		3	-	0,25	0,25	0,0844		4°21'	
		2	-	0,40	0,40	0,0956			
	с увлажне- нием образцов	3	0,1767	0,10	0,2767	0,0761	0,0652	<u>0,094</u>	0,96
		3	0,187	0,25	0,437	0,0838		5°22'	
		2	0,196	0,40	0,586	0,1051			

ствления сложной, не очень надежной процедуры герметизации приборов и образцов для сохранения их природной (начальной) влажности в течение опыта, а, во-вторых, позволяет определить давление свободного набухания $\sigma_{sw,0}$.

П.5. Ползучесть набухающих грунтов при сдвиге

Ползучесть набухающих глинистых грунтов при сдвиге является очень сложным явлением, зависящим от их состояния плотно-

сти-влажности и структурной прочности, внешнего уплотняющего давления, уровня касательного напряжения и изменяемости влажности во времени. Чем ниже начальная (природная) влажность и выше плотность набухающего грунта, тем больше его набухание-разуплотнение при набухании и больше его деформации сдвига при всех других равных условиях.

Только большой сложностью процесса ползучести набухающих грунтов при сдвиге можно объяснить тот факт, что практически нет работ (кроме работ автора книги, выполненных совместно с Р.П. Малакяном [75] и С.Г. Айрояном [81, 84]), посвященных исследованию этого явления с учетом ряда важнейших факторов. Именно поэтому мы рассмотрим ниже результаты, полученные в этой области автором и его коллегами с учетом влияния величины внешнего уплотняющего давления p_z , уровня касательного напряжения $\tau/\tau_{f,st}$, изменяемости начальной влажности грунта w_0 вследствие замачивания образцов-близнецов и проявления давления свободного набухания $\sigma_{sw,0}$.

В целях иллюстрации методики исследования ползучести набухающих грунтов при сдвиге и записи реологического уравнения состояния, рассмотрим результаты экспериментального исследования длительного деформирования набухающей бентонитовой глины № 11-75 (табл.31) нарушенного сложения и глины № 13-76 (табл.31) природного сложения, отобранных из оползневого массива г.Капана (Армении).

1. Испытаны три серии образцов-близнецов бентонитовой глины № 11-75, одна из которых при природной влажности $w=w_0$ и $p_z=0,2$ МПа, а остальные две серии-при полном водонасыщении ($w=w_{sat}$) после приложения уплотняющих давлений $p_z=0,2$ и $0,5$ МПа. Уплотнение образцов-близнецов каждой серии и их замачивание осуществлено одновременно, в приборах М-5 кручения сплошных плоских образцов.

Замачивание образцов-близнецов начиналось через час после приложения уплотняющих давлений [74].

В каждой серии испытаны на кручение по четыре пары образцов-близнецов, из которых одна пара использована для определения начального стандартного сопротивления грунта сдвигу $\tau_{f,st}$ и построения диаграммы сопротивления сдвигу (рис.108,а), а остальные попарно испытаны на сдвиговую ползучесть (кручение) при различных постоянных уровнях касательного напряжения $\tau/\tau_{f,st}$. Во всех трех состояниях испытание образцов-близнецов на

сдвиговую ползучесть осуществлено при практически равных значениях уровней касательного напряжения.

На рис.112 показаны три семейства экспериментальных кривых сдвиговой ползучести, полученные от испытания указанных выше трех серий образцов-близнецов [75].

Первое семейство экспериментальных кривых сдвиговой ползучести, которое на рис.112,а показано сплошными линиями с кружочками, определено испытанием образцов-близнецов на кручение при природной влажности $w_0=0,465$ под действием уплотняющего давления $p_z=0,2$ МПа при трех различных значениях уровня касательного напряжения.

Второе семейство экспериментальных кривых сдвиговой ползучести (сплошные линии с крестиками на рис.112,а и в правой части рис.112,б) определено испытанием серии образцов-близнецов на кручение при трех различных значениях уровня касательного напряжения, подвергнутых замачиванию до влажности полного замачивания $w_{sat}=0,644$ после приложения уплотняющего давления $p_z=0,5$ МПа. В этом, как и в рассмотренном выше случае, давление набухания образцов равно нулю $\sigma_{sw}(p_z)=0$.

Третье семейство экспериментальных кривых сдвиговой ползучести (сплошные линии с треугольниками в правой части рис.112,в) определено испытанием на кручение серии сплошных образцов-близнецов на приборах М-5, предварительно замоченных до полного водонасыщения $w=w_{sat}$ после приложения $p_z=0,2$ МПа $< \sigma_{sw,0}=0,3$ МПа. В этом случае, в отличие от рассмотренных выше, при замачивании образцов-близнецов имело место их набухание. Кривые сдвиговой ползучести были определены при трех различных постоянных уровнях касательного напряжения, а сопротивление сдвигу образцов - по выражению (5.44).

Отметим, что на 29-й день испытания образцы-близнецы первой серии (рис.112,а) были замочены. Как видно на рис.112,а, замачивание образцов, испытываемых на сдвиг при природной влажности $w=w_0$, стало причиной резкого возрастания деформаций сдвиговой ползучести вследствие их набухания. Причем при уровне касательного напряжения $\tau/\tau_{f,st}=0,93$ замачивание образцов привело к исчерпанию их прочности и срезу.

Сопоставление экспериментальных кривых сдвиговой ползучести, определенных в существенно различных друг от друга состояниях бентонитовой глины, но при практически одинаковых значениях уровней касательного напряжения $\tau/\tau_{f,st}$, показывает, что они практически совпадают. Это, как и в случае определения сдвиго-

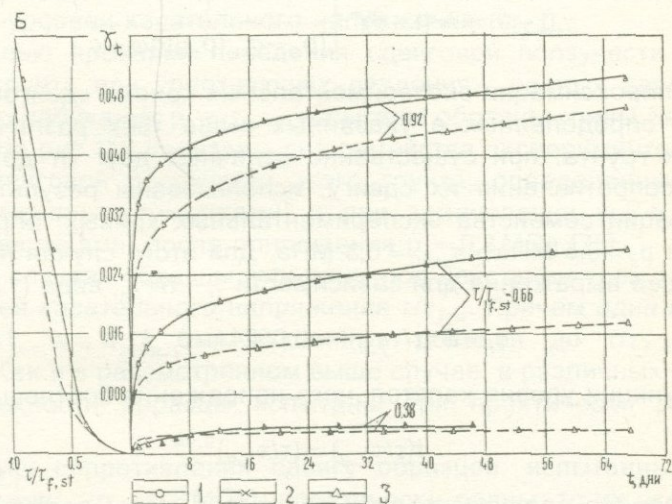
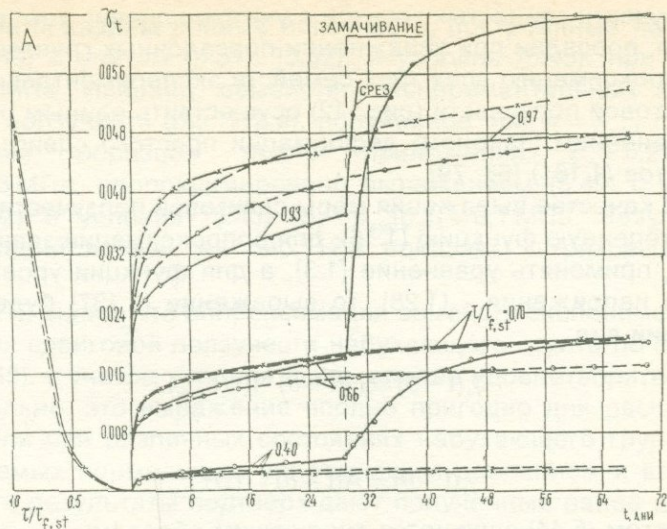


Рис.112. Семейства экспериментальных кривых сдвиговой ползучести $\gamma_t - t$ и кривые зависимости $\gamma_t - \tau/\tau_{f,st}$ бентонитовой глины 11-75 (сплошные линии) и их аппроксимация (штриховые линии).

1 - $w_0 = 0,465$, $p_z = 0,2$ МПа - испытание на сдвиг без замачивания до $t = 29$ дней. 2 - $w_0 = 0,465$ - испытание на сдвиг после замачивания под действием $p_z = 0,5$ МПа $> \sigma_{sw,0} = 0,32$ МПа (а); 3 - $w = w_{sw}$ - испытание на сдвиг после замачивания под действием $p_z = 0,2$ МПа $< \sigma_{sw,0} = 0,32$ МПа (б). $\tau/\tau_{f,st}$ - уровень касательного напряжения.

вой ползучести глинистых грунтов с учетом влияния температуры, вибрации, просадки при увлажнении просадочных грунтов, позволяет аппроксимацию всех трех семейств экспериментальных кривых сдвиговой ползучести (рис.112) осуществить единым обобщенным уравнением (законом) деформации простого сдвига глинистых грунтов (1.161) [68, 79].

Если в качестве выражения меры сдвиговой ползучести использовать степенную функцию (1.16), для аппроксимации зависимости $\gamma_t - \tau/\tau_{f,st}$ применять уравнение (1.3), а для функции уровня касательного напряжения - (1.28), то выражение (1.137) будет иметь следующий вид:

$$\gamma_t(t-\theta) = \omega(t-\theta) \cdot f(\tau/\tau_{f,st}), \quad (5.47)$$

или

$$\gamma_t(t-\theta) = A(t-\theta)^m \cdot (\tau/\tau_{f,st})^n, \quad (5.48)$$

что, с учетом (5.44) запишется следующим образом:

$$\gamma_t(t-\theta) = A \cdot (t-\theta)^m \left\{ \frac{\tau}{[p_z - \sigma_{sw}(p_z)] \operatorname{tg} \varphi + c} \right\}^n. \quad (5.49)$$

Для аппроксимации экспериментальных кривых сдвиговой ползучести, определенных в указанных выше трех различных состояниях грунта, при существенно отличных друг от друга значениях сопротивления их сдвигу, использованы результаты аппроксимации семейства экспериментальных кривых, определенного при $p_z = 0,5 \text{ МПа} > \sigma_{sw,0} = 0,3 \text{ МПа}$. Для этого случая получено следующее выражение для зависимости $\gamma_t - \tau/\tau_{f,st}$ вида (1.3):

$$\gamma_t = B \cdot (\tau/\tau_{f,st})^n = 0,0524 (\tau/\tau_{f,st})^{2,94}, \quad (5.50)$$

а для функции уровня касательного напряжения соотношение:

$$f(\tau/\tau_{f,st}) = (\tau/\tau_{f,st})^{2,94}. \quad (5.51)$$

Определено следующее выражение для меры ползучести деформации сдвига

$$\omega(t-\theta) = 0,0314(t-\theta)^{0,152}. \quad (5.52)$$

Кривые сдвиговой ползучести, построенные по выражению (5.49) с учетом (5.51), (5.52), и условия $\sigma_{sw}(p_z = 0,5 \text{ МПа}) = 0$ на рис.112,б показаны штриховыми линиями. На рис.112,а штриховы-

ми линиями показаны кривые ползучести, построенные по выражению (5.49) с учетом (5.51), (5.52), и условия (5.45), при $w = w_0$ и $p_z = 0,2$ МПа. Наконец, семейство экспериментальных кривых сдвиговой ползучести (рис.112,в), полученное при $w = w_{sat}$, т.е. при замачивании образцов после приложения $p_z = 0,2$ МПа $< \sigma_{sw,0} = 0,3$ МПа, аппроксимировано выражением (5.49) с учетом (5.51), (5.52) и условия (5.45) $[p_z - \sigma_{sw}(p_z)] = 0,1$ МПа. Результаты аппроксимаций кривых на рис.112,в показаны штриховыми линиями.

На рис.112 видно, что аппроксимация семейств экспериментальных кривых сдвиговой ползучести набухающего грунта по соотношению (5.49), с учетом условия (5.45), вполне удовлетворительная. Следовательно, это выражение вполне пригодно для рассматриваемой цели при различных состояниях набухающего грунта, характеризующихся нормальным уплотняющим давлением и влажностью w . Эти результаты подтверждают полученные ранее данные [68, 79] о равенстве деформаций ползучести глинистых грунтов при сдвиге, определенных в различных их состояниях, но при равных значениях уровней касательного напряжения $\tau/\tau_{f,sl}$.

2. С целью проверки поведения сдвиговой ползучести набухающего грунта при уплотняющих давлениях, равных давлению свободного набухания $p_z = \sigma_{sw,0}$, испытаны образцы глины № 13-76 (табл.31). На рис.113 показаны два семейства экспериментальных кривых сдвиговой ползучести этого грунта, определенные при $w = w_0$ (отмечены кружочками) и при замачивании $w = w_{sat}$ (отмечены крестиками) после приложения $p_z = 0,3$ МПа [75].

В обоих случаях образцы испытаны под действием трех различных уровней касательного напряжения $\tau/\tau_{f,sl}$. Причем один из них ($\tau/\tau_{f,sl} = 0,41$, $w = w_{sat}$) был ступенями доведен до $\tau/\tau_{f,sl} = 0,91$ (рис.113). Как и в рассмотренном выше случае, в различных состояниях влажности образцы испытаны при практически равных $\tau/\tau_{f,sl}$.

Поскольку сопротивления сдвигу образцов, испытанных при $w = w_0$ и $w = w_{sat}$ ($p_z = 0,3$ МПа), практически равны, то их экспериментальные кривые ползучести, определенные при равных $\tau/\tau_{f,sl}$, достаточно близки (рис.113). Именно поэтому аппроксимация рассматриваемых семейств экспериментальных кривых ползучести осуществлена одним общим выражением (5.49) при следующих параметрах: $A = 0,0116$; $m = 0,226$; $n = 2,71$; $\varphi = 14^{\circ}30'$; $\text{tg } \varphi = 0,2586$; $c = 0,067$ МПа; $\sigma_{sw,0} - p_z = 0$. Результаты аппроксимаций на рис.113 показаны штриховыми линиями.

На рис.113 видно, что аппроксимация экспериментальных кривых ползучести деформаций сдвига набухающего грунта по выражению (5.49), с учетом условия (5.45), вполне удовлетворительная.

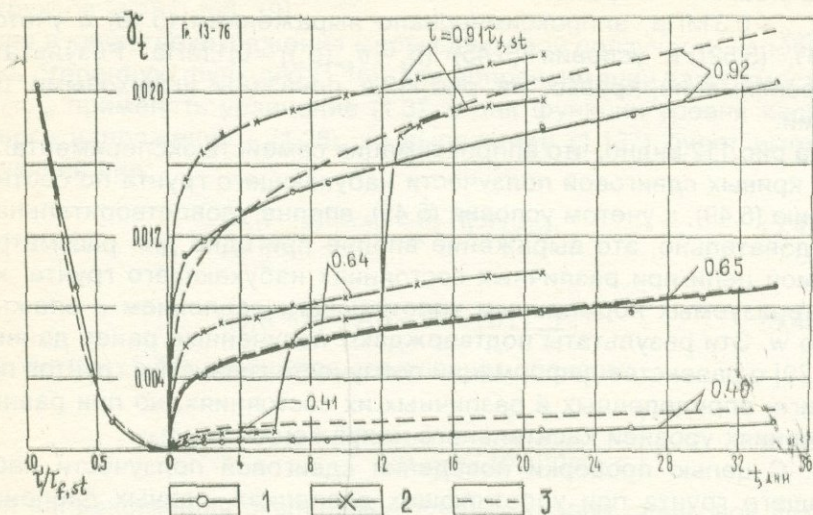


Рис.113. Семейство экспериментальных кривых сдвиговой ползучести образцов-близнецов грунта 13-76 ($p_z = 0,3$ МПа) при природной влажности $w = w_0$ (1) и замоченных после приложения p_z (2), кривая зависимости $\tau/\tau_{f,st}$ (сплошная линия) и аппроксимация кривых ползучести без учета их нелинейности (3)

Опыты показывают, что деформации сдвиговой ползучести, полученные при ступенчато-возрастающем уровне касательного напряжения, достаточно близки к деформациям, определенным под действием постоянных уровней касательного напряжения (рис.13). Следовательно, процесс сдвиговой ползучести набухающего грунта в данном состоянии, как обычно [79], можно описать реологическими уравнениями состояния различных теорий ползучести [5, 20, 79].

Проверку применимости различных теорий ползучести (см.гл.1, п.3-6) легко осуществить графическим способом (рис.7). Мы здесь воздерживаемся от проведения таких проверок, чтобы не затемнить рисунок новыми построениями.

3. В рассмотренных выше примерах сдвиговая ползучесть набухающих грунтов была исследована в одном начальном состоянии плотности-влажности. Чтобы определить влияние начальной плотности-влажности на рассматриваемые здесь деформаций набухающих грунтов, осуществлено испытание набухающей бентонитово-песчаной смеси № 61-86, содержащей (по массе) 60 % бентонитовой пудры и 40 % песка. Испытание грунтовой смеси выполнено в двух различных начальных состояниях ее плотности-влажности (табл.42) на приборах кручения сплошных образцов М-5 [79] при

Таблица 42

Основные показатели физических свойств и давления свободного набухания
грунтовой смеси № 61-86

w_0	ρ_0 , г/см ³	ρ_s , г/см ³	w_L	w_p	l_p	$\sigma_{sw,0}$, МПа
0,150	1,825	2,68	0,959	0,260	0,690	0,3625
0,315	1,844	2,68	0,950	0,260	0,690	0,1335
0,170	1,881	2,68	0,950	0,260	0,690	0,395
0,292	1,982	2,68	0,950	0,260	0,690	0,157

трехкратном повторении опытов. Величины начальной влажности $w_0 = 0,150$ и $0,315$ грунтовой смеси подобраны с таким расчетом, чтобы они были как выше, так и ниже влажности смеси на пределе раскатывания $w_0 \geq w_p$, когда замачивание в одном случае не оказывает, а во втором оказывает заметное влияние на структурную прочность набухающего грунта (см.выше) [81].

В каждом начальном состоянии плотности-влажности грунтовой смеси определены давления свободного набухания $\sigma_{sw,0}$ (табл.42) и стандартное сопротивление сдвигу $\tau_{f,sl}$ как в условиях сохранения начальной влажности w_0 в течение уплотнения и сдвига образцов, так и в водонасыщенном состоянии. В последнем случае образцы-близнецы водонасыщены восходящим потоком воды после приложения и часовой выдержки уплотняющих давлений p_z . Результаты определения стандартного сопротивления сдвигу образцов-близнецов грунтовой смеси № 61-86 при $w_0 = 0,150$ и $0,315$ в двух различных условиях их уплотнения и сдвига приведены в табл.43, а диаграммы стандартного сопротивления сдвигу показаны на рис.114 [81].

Результаты определения стандартного сопротивления сдвигу
бentonито-грунтовой смеси №61-86

Начальная влажность и условие испытания образцов		Стандартное сопротивление сдвигу $\tau_{f, st}$ (МПа) при p_z (МПа):						
		0,025	0,10	0,25	0,30	0,40	0,45	0,65
$w_0 = 0,15$	без замачивания	-	-	(0,2081)	-	-	0,2670	(0,345)
	после замачивания	-	-	(0,0628)	-	-	0,1428	(0,203)
$w_0 = 0,315$	без замачивания	0,0528	(0,0795)	-	(0,1004)	0,1250	-	-
	после замачивания	0,0152	0,0530	-	(0,1064)	0,1266	-	-

Приведенные в табл.43 результаты определения $\tau_{f, st}$ грунтовой смеси № 61-86 полностью согласуются с результатами, полученными ранее при испытании других набухающих глинистых грунтов нарушенного и ненарушенного сложения (см.п.4). Они убеждают нас в том, что при начальной влажности грунта $w_0 \geq w_p$ диаграммы сопротивления сдвигу, определенные испытанием водонасыщенных после приложения образцов-близнецов (рис.108-111, 114) име-

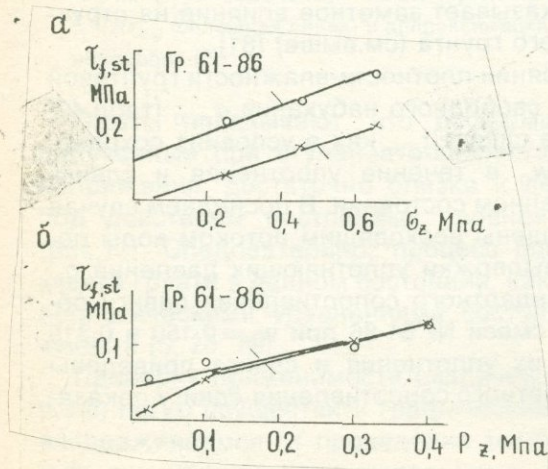


Рис.114. Диаграмма сопротивления сдвигу бентонитопесчаной смеси 61-86.

$a - w_0 = 0,15$, $б - w_0 = 0,315$.

1-испытание образцов без замачивания ($w = w_0$);
2-испытание образцов после замачивания под действием p_z .

ют вид ломаной (за исключением грунта № 13-76) с двумя прямолинейными участками. Точка перелома этой диаграммы соответствует давлению свободного набухания $\sigma_{sw,0}$ испытанного грунта. Это дает нам основание предположить, что при определении величины предела раскатывания $w_p=0,302$ грунта № 13-76 допущена некоторая неточность и что его истинная величина должна быть равна или больше начальной влажности $w_0=0,26$.

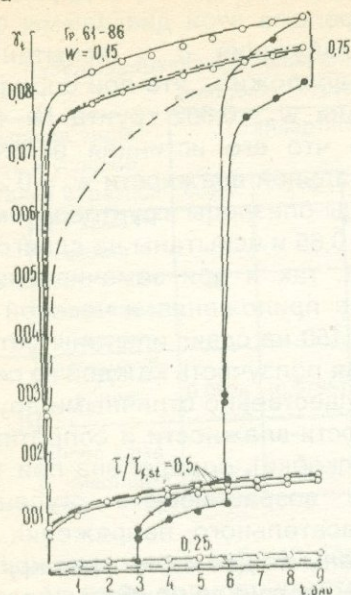
При влажности $w_0=0,150$ образцы-близнецы грунтовой смеси уплотнены под действием $p_z=0,25$ и $0,65$ и испытаны на сдвиговую ползучесть γ_t как без замачивания, так и при замачивании до полного водонасыщения (w_{sat}) после приложения и часовой выдержки p_z . Иначе говоря, при $w_0=0,150$ на сдвиг испытаны четыре серии образцов-близнецов. Сдвиговая ползучесть каждой из серии образцов-близнецов, обладающих существенно отличными друг от друга значениями начальной плотности-влажности и сопротивлением сдвигу (в табл.43 они взяты в скобки), определена при трех равных значениях постоянного и возрастающего ступенями $\tau/\tau_{f,st}=0,25; 0,50$ и $0,75$ уровнях касательного напряжения. На рис.115,а сплошными линиями показаны по две из четырех кривых сдвиговой ползучести γ_t-t , характеризующие ее наибольшие и наименьшие значения.

При влажности $w_0=0,315$ образцы-близнецы грунтовой смеси уплотнены под действием $p_z=0,1$ и $0,3$ МПа и испытаны на сдвиговую ползучесть по изложенной выше методике. Под действием $p_z=0,1$ МПа испытаны две серии образцов-близнецов: при $w=w_0$ и $w=w_{sat}$, а под действием $p_z=0,3$ МПа только одна серия водонасыщенных образцов-близнецов - при $w=w_{sat}$, сопротивления сдвигу которых в табл.43 взяты в скобки. На рис.115,б сплошными линиями показаны только две из трех кривых сдвиговой ползучести, характеризующие наибольшие и наименьшие ее значения при постоянных и возрастающих ступенями $\tau/\tau_{f,st}=0,25; 0,50$ и $0,75$ уровнях касательного напряжения.

Как видно на рис.115,и и 115,б, кривые сдвиговой ползучести γ_t-t , определенные при равных уровнях касательного напряжения $\tau/\tau_{f,st}$ соответственно в четырех и трех различных начальных состояниях грунта и условиях испытания, друг от друга отличаются незначительно.

В целях сопоставления экспериментальных кривых γ_t-t грунтовой смеси, полученных от испытания всех семи серий образцов-близнецов при трех равных значениях постоянных и возрастающих ступенями уровней касательного напряжения, на рис.116

а



б

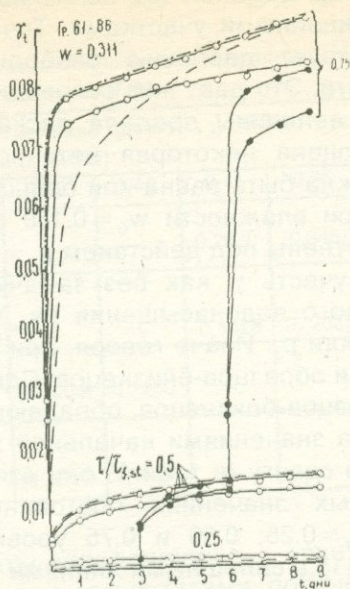


Рис.115. По две пары из четырех и трех соответственно кривых ползучести γ_t-t при сдвиге бентонито-песчаной смеси 61-86, определенных при различных постоянных и возрастающих ступенях уровнях касательного напряжения $\tau/\tau_{f,st}$ без замачивания и после замачивания под действием p_z (сплошные линии) и их аппроксимация без учета (штриховые линии) и с учетом неподобия (штрих-пунктирные линии) кривых γ_t-t .

а - $w_0=0,15$, б - $w_0=0,315$

(как и на рис.115) сплошными линиями показаны две пары экспериментальных кривых. Они характеризуют наибольшие и наименьшие значения деформаций сдвиговой ползучести γ_t , определенные уже в семи существенно отличных друг от друга начальных состояниях серий образцов-близнецов, обладающих существенно отличными значениями стандартного сопротивления сдвигу, которые в табл.43 взяты в скобки.

Расхождение между наибольшими и наименьшими значениями деформаций сдвиговой ползучести γ_t грунтовой смеси № 61-86, полученными при равных уровнях касательного напряжения $\tau/\tau_{f,st}$ (рис.116) не превышает разброса опытных данных, получаемых

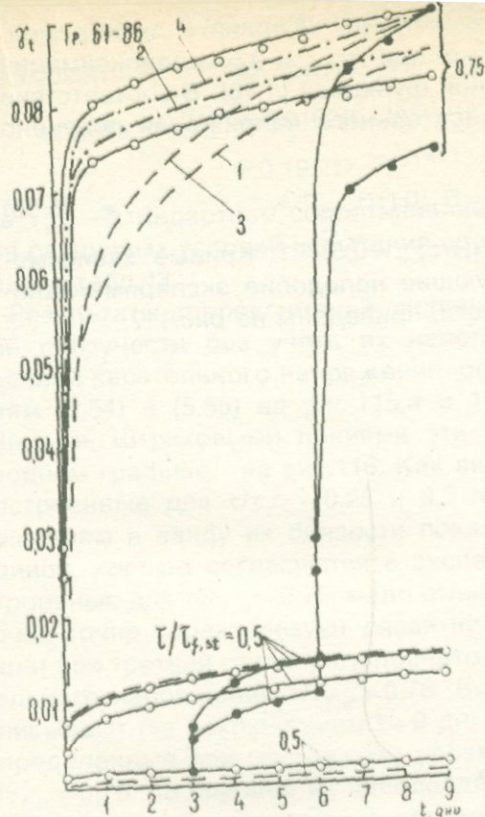


Рис.116. Сводный график предельных кривых γ_t-t бентонито-песчаной смеси 61-86, приведенных на рис.115, а и 115, б. Обозначения прежние.

1,3 - аппроксимация экспериментальных кривых γ_t-t , определенных при $w_0=0,15$ и $0,315$ ($\tau/\tau_{f,ст}=\text{const}$) без учета их неподобия; 2,4 - тоже самое при учете неподобия кривых γ_t-t

при испытании одной серии образцов-близнецов. Следовательно, и в этом случае является справедливым закон о равенстве деформаций сдвиговой ползучести глинистых грунтов при равных уровнях касательного напряжения $\tau/\tau_{f,ст}$, независимо от их начального состояния и условий испытания [79], который выражается обобщенным уравнением (1.161).

Осуществлена аппроксимация экспериментальных кривых $\gamma_t-t/\tau_{f,ст}$ (на рис.115-116 они не показаны) по степенному соотношению (1.3) при различных значениях продолжительности действия постоянных уровней касательного напряжения: $t=1,2...9$ дней. Установлено, что входящие в (1.3) параметры B и n являются функциями времени t , т.е. кривые сдвиговой ползучести, определенные при различных постоянных уровнях касательного напряжения не подобны, что полностью согласуется с ранее полученными результатами [60, 79].

В качестве кривой меры ползучести $\omega(t - 0)$ приняты экспериментальные кривые, определенные при $\tau/\tau_{f,st} = 0,5$, аппроксимация которых осуществлена степенной функцией (1.16). В соответствии с этим для функции уровня касательного напряжения получено соотношение

$$F_2(\tau/\tau_{f,st}) = B_1(t) (\tau/\tau_{f,st})^{n(t)}, \quad (5.53)$$

удовлетворяющее условию: $F_2(\tau/\tau_{f,st} = 0,5) = 1$. Кривые зависимостей $B_1 - t$ и $n - t$, характеризующие неподобие экспериментальных кривых сдвиговой ползучести, приведены на рис.117.

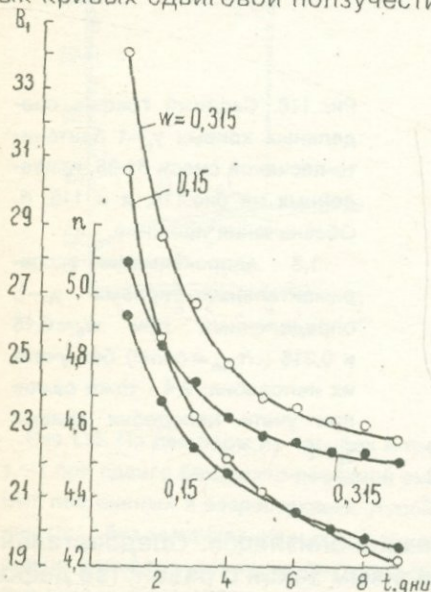


Рис.117. Графики изменения во времени параметров B_1 и n , входящих в (5.53)

Аппроксимация семейств экспериментальных кривых сдвиговой ползучести, приведенных на рис.115,а и 115,б, выполнена по соотношению (1.161) как без учета, так и с учетом неподобия кривых.

В целях описания семейств экспериментальных кривых сдвиговой ползучести в целом без учета неподобия кривых осуществлена аппроксимация по соотношению (1.16) по одной из двух, приведенных на рис.115,а и 115,б, произвольно выбранных кривых меры ползучести ($\tau/\tau_{f,st} = 0,5$). В качестве функции уровня касательного напряжения использовано выражение (5.53), определенное для одного фиксированного момента времени $t = 9$ дней, т.е. при постоянных значениях B_1 и n . Получены следующие обобщенные уравнения сдвиговой ползучести вида (1.137) для $w_0 = 0,15$ (рис.115,а) и $w_0 = 0,315$ (рис.115,б):

$$\gamma_t(w_0=0,15)=\omega(t-\theta)\cdot F_2(\tau/\tau_{f,st})=A(t-\theta)^m\cdot B_1(\tau/\tau_{f,st})^n=$$

$$=0,0099(t-\theta)^{0,174}\cdot 22,724(\tau/\tau_{f,st})^{4,503}=0,225(t-\theta)^{0,174}(\tau/\tau_{f,st}), \quad (5.54)$$

$$\gamma_t(w_0=0,315)=0,0102(t-\theta)^{0,1813}\cdot 19,1571(\tau/\tau_{f,st})^{4,2592}=$$

$$=0,195(t-\theta)^{0,1813}\cdot (\tau/\tau_{f,st})^{4,2592}, \quad (5.55)$$

где $\tau_{f,st}$ - стандартное сопротивление сдвигу, значения которого для различных условий испытания образцов грунта № 61-86 приведены в табл.43.

Результаты аппроксимаций экспериментальных кривых сдвиговой ползучести без учета их неподобия для трех постоянных уровней касательного напряжения, осуществленных по соотношениям (5.54) и (5.55) на рис.115,а и 115,б, показаны штриховыми линиями. Штриховыми линиями эти кривые показаны также на сводном графике - на рис.116. Как видно на рис.116, кривые γ_t-t , построенные для $\tau/\tau_{f,st}=0,25$ и 0,5 по приведенным, выше соотношениям и ввиду их близости показанные по одной штриховой кривой, хорошо согласуются с экспериментом. Кривые γ_t-t , построенные для $\tau/\tau_{f,st}=0,75$, мало отличаются друг от друга и достаточно точно характеризуют развитие деформаций сдвига во времени при третьей ступени ступенчато-возрастающего уровня касательного напряжения $\tau/\tau_{f,st}=0,75$. Вместе с тем они очень плохо описывают (за исключением $t=9$ дн) экспериментальные кривые, определенные при постоянном уровне касательного напряжения $\tau/\tau_{f,st}=0,75$, по причине их неподобия.

Кривые γ_t-t , построенные для возрастающих ступенями $\tau/\tau_{f,st}$ по основным физическим соотношениям теорий старения, упрочнения и наследственности деформаций ползучести (см.гл.1) с учетом (5.54) и (5.55), которые не показаны на рис.115 и 116, мало отличаются от эксперимента. Это значит, что соотношения (5.54) и (5.55) могут быть использованы для решения практических задач по определению деформирования набухающих грунтов с применением различных теорий ползучести.

В случае необходимости точной аппроксимации всего семейства экспериментальных кривых γ_t-t , определенного испытанием образцов-близнецов под действием различных по величине постоянных уровней касательного напряжения $\tau/\tau_{f,st}=\text{const}$, следует учесть неподобие этих кривых [79]. Для этого надо учесть изменяемость во времени входящих в (5.53) параметров B_1 и n (рис.117). Кривые γ_t-t , построенные по соотношениям (5.54) и (5.55) с учетом изменяемости во времени параметров B_1 и n (рис.117) при

$\tau/\tau_{f,st} = 0,75$ на рис.115,а и 115,б показаны штрихпунктирными линиями. Они приведены также на сводном графике (рис.116). На рис.116 видно, что кривые $\gamma_t - t$ при $w_0 = 0,15$ и $0,315$ очень близки между собой и достаточно хорошо согласуются с экспериментальными кривыми, определенными при испытании образцов-близнецов под действием различных постоянных уровней касательного напряжения. Убывающие функции $B_1 = B_1(t)$ и $n = n(t)$ могут быть представлены, в частности, степенной и экспоненциальной соотношениями.

Полученные результаты полностью подтверждают сказанное выше о справедливости обобщенного закона деформаций сдвиговой ползучести (1.161) глинистых грунтов, согласно которому для предсказания этих деформаций достаточно испытать на ползучесть только одну серию образцов-близнецов в любом из рассмотренных выше состояний и условий, при обязательном определении стандартного сопротивления сдвигу $\tau_{f,st}$ во всех интересующих нас условиях.

4. В заключение познакомимся с результатами исследования сдвиговой ползучести бентонито-песчаной смеси № 61-86 при двух режимах предварительного уплотнения: а) при начальной влажности $w = w_0$ и б) после водонасыщения под арретир $w = w_{sat}$ [84]. Образцы-близнецы двух серий испытаны при начальной влажности $w_0 = 0,17$ и $0,292$ (см.табл.42). Результаты определения давления свободного набухания образцов-близнецов указанных серий приведены в табл.42,а сопротивления сдвигу в двух различных начальных состояниях плотности-влажности при различных режимах предварительного уплотнения и сдвига приведены в табл.44. Диаграммы сопротивления сдвигу показаны на рис.118.

Таблица 44

Результаты определения сопротивления сдвигу грунтовой смеси №61-86 в двух различных начальных состояниях и в двух режимах предварительного уплотнения

w_0	Испытание при влаж-ности	$\tau_{f, \sigma}$, МПа, при				φ^0	$tg \varphi$	c , МПа
		σ_z , МПа						
		0,2	0,4	0,6	0,8			
0,170	$w = w_0$	-	0,335	0,357	0,413	$10^0 58' 53''$	0,194	0,252
	$w = w_{sat}$	-	0,202	0,352	0,295	$13^0 6' 58''$	0,233	0,110
0,292	$w = w_0$	0,1079	0,1355	0,179	-	$10^0 5' 35''$	0,178	0,0697
	$w = w_{sat}$	0,1366	0,1380	0,168	-	$8^0 38' 35''$	0,152	0,0152

Как видно из табл.44, при уплотнении и сдвиге образцов бентонито-песчаной смеси № 61-86 с влажностью $w_0 < w_p$ в условиях сохранения начальной влажности $w_0 = \text{const}$ и после водонасыщения под арретир $w = w_{sat}$ их сопротивления сдвигу, в силу адсорбционного понижения прочности, существенно отличаются друг от друга. В случае же, когда $w_0 = 0,292 > w_p = 0,260$, их сопротивления сдвигу равны друг другу и полностью подтверждают правильность установленных ранее (см.п.4) результатов.

Сдвиговая ползучесть рассматриваемой грунтовой смеси исследована в двух различных начальных состояниях плотности-влажности (табл.44) при двух различных режимах предварительного уплотнения и увлажнения - при $w = w_0$ и после уплотнения под арретир $w = w_{sat}$. Причем в первом случае полная внешняя нагруз-

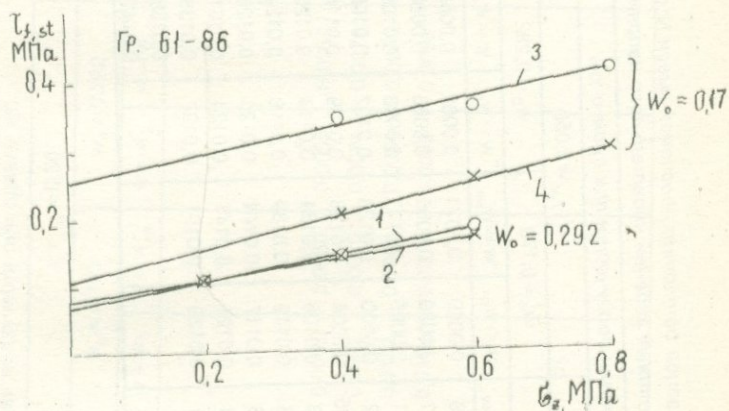


Рис.118. Диаграммы сопротивления сдвигу бентонито-песчаной смеси 61-86 в двух различных значениях начальной влажности w_0 :

1,2 - $w_0 = 0,292$, уплотнение образцов без замачивания (1) и после замачивания под арретир (2);

3,4 - $w_0 = 0,17$, уплотнение образцов без замачивания (3) и после замачивания под арретир (4)

ка p_z была равна эффективному давлению $\sigma_z (p_z = \sigma_z)$, а во втором случае $p_z = \sigma_{sw,0} + \sigma_z$.

Во всех указанных выше четырех случаях образцы-близнецы испытаны на сдвиговую ползучесть под действием одного и того же эффективного уплотняющего давления $\sigma_z = 0,4$ МПа при трех различных по величине постоянных и возрастающих степенями уровней касательного напряжения $\tau/\tau_{f, st} = 0,25; 0,50$ и $0,75$.

Таблица 45

Усредненные данные испытания образцов бентонито-песчаной смеси № 61-86 при $\sigma_z = 0,4$ МПа под действием постоянных уровней касательного напряжения

t, ч, дни	Деформации ползучести при сдвиге $\gamma(t)$											
	$\tau/\tau_{f,sl} = 0,25$				$\tau/\tau_{f,sl} = 0,050$				$\tau/\tau_{f,sl} = 0,75$			
	$w_0 = 0,170$		$w_0 = 0,292$		$w_0 = 0,170$		$w_0 = 0,292$		$w_0 = 0,170$		$w_0 = 0,292$	
	$w = w_0$	$w = w_{sat}$	$w = w_0$	$w = w_{sat}$	$w = w_0$	$w = w_{sat}$	$w = w_0$	$w = w_{sat}$	$w = w_0$	$w = w_{sat}$	$w = w_0$	$w = w_{sat}$
14	0,0010	0,0008	0,0008	0,0009	0,0069	0,0071	0,0062	0,0066	0,0246	0,0291	0,0247	0,0274
1	0,0011	0,0013	0,0009	0,0011	0,0089	0,0095	0,0083	0,0088	0,0739	0,0878	0,0818	0,0760
2	0,0011	0,0013	0,0010	0,0011	0,0095	0,0111	0,0093	0,0100	0,0754	0,0901	0,0832	0,0782
3	0,0012	0,0013	0,0011	0,0012	0,0100	0,0120	0,0102	0,0108	0,0768	0,0913	0,0843	0,0800
4	0,0012	0,00133	0,0011	0,00125	0,0104	0,0128	0,0109	0,0114	0,0780	0,0926	0,0859	0,0815
5	0,0012	0,00133	0,0011	0,0013	0,0108	0,0134	0,0114	0,0120	0,0795	0,0936	0,0871	0,0830
6	0,00125	0,00133	0,0011	0,0013	0,0112	0,0139	0,0118	0,0124	0,0807	0,0944	0,0882	0,0844
7	0,0013	0,00136	0,0011	0,0013	0,0117	0,0144	0,0121	0,0128	0,0818	0,0950	0,0892	0,0854
8	0,0013	0,00136	0,0011	0,0013	0,0121	0,0147	0,0124	0,0131	0,0827	0,0957	0,0899	0,0865
9	0,0013	0,00136	0,0011	0,0013	0,0125	0,0151	0,0127	0,0135	0,0835	0,0963	0,0905	0,0875
10	-	-	-	0,0013	-	-	-	0,0138	-	-	-	0,0884
11	-	-	-	0,0013	-	-	-	0,0141	-	-	-	0,0894

Усредненные данные испытания образцов бентонито-песчаной смеси №61-86 при $\sigma_z = 0,4$ МПа под действием ступенчато-возрастающих уровней касательного напряжения

t час, день	Деформации ползучести при сдвиге $\gamma(t)$											
	$\tau/\tau_{f,sl} = 0,25$				$\tau/\tau_{f,sl} = 0,50$				$\tau/\tau_{f,sl} = 0,75$			
	$w_0 = 0,170$		$w_0 = 0,292$		$w_0 = 0,170$		$w_0 = 0,292$		$w_0 = 0,170$		$w_0 = 0,292$	
	$w = w_0$	$w = w_{sat}$	$w = w_0$	$w = w_{sat}$	$w = w_0$	$w = w_{sat}$	$w = w_0$	$w = w_{sat}$	$w = w_0$	$w = w_{sat}$	$w = w_0$	$w = w_{sat}$
1ч	0,0009	0,0010	0,0007	0,0009	-	-	-	-	-	-	-	-
1дн	0,00094	0,0013	0,0009	0,0011	-	-	-	-	-	-	-	-
2	0,0010	0,0013	0,0011	0,0012	-	-	-	-	-	-	-	-
3	0,0010	0,0014	0,0012	0,0012	-	-	-	-	-	-	-	-
1ч	-	-	-	-	0,0063	0,0050	0,0055	0,0057	-	-	-	-
4	-	-	-	-	0,0092	0,0070	0,0074	0,0075	-	-	-	-
5	-	-	-	-	0,0102	0,0082	0,0084	0,0089	-	-	-	-
6	-	-	-	-	0,0108	0,0113	0,0093	0,0098	-	-	-	-
1ч	-	-	-	-	-	-	-	-	0,0276	0,0382	0,0402	0,0407
7	-	-	-	-	-	-	-	-	0,0726	0,0793	0,0838	0,0844
8	-	-	-	-	-	-	-	-	0,0736	0,0823	0,0861	0,0875
9	-	-	-	-	-	-	-	-	0,0754	0,0846	0,0878	0,0889
10	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,0912
11	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,0935

Результаты определения сдвиговой ползучести грунтовой смеси 61-86 в двух различных начальных состояниях плотности-влажности, при двух различных режимах испытания, под действием трех различных по величине постоянного и возрастающего ступенями уровней касательного напряжения $\tau/\tau_{f,st}$ соответственно приведены в таблицах 45 и 46. Для наглядности на рис.119 показаны предельные (из четырех) кривые ползучести, характеризующие наибольшие и наименьшие значения деформаций сдвига - наибольший разброс данных, определенных при одних и тех же значениях уровня касательного напряжения $\tau/\tau_{f,st}$.

Эксперименты показывают, что независимо от начального состояния плотности-влажности набухающей грунтовой смеси, режи-

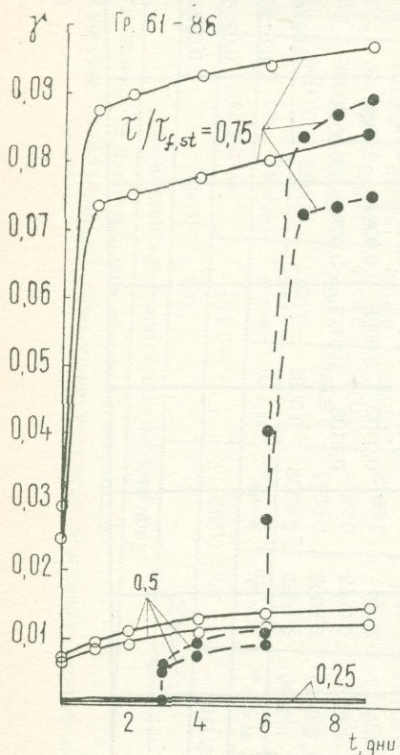


Рис.119. Две крайние кривые двух семейств экспериментальных кривых сдвиговой ползучести грунта 61-86, уплотненные при природной (начальной) влажности $w=w_0$ и после водонасыщения под арретир $w=w_{sat}$ при $\sigma_z=0,4$ МПа под действием постоянных (сплошные линии) и возрастающих ступенями (штриховые линии) уровней касательного напряжения $\tau/\tau_{f,st}$.

ма предварительного уплотнения и величины сопротивления сдвигу (таб.44) при равных уровнях касательного напряжения $\tau/\tau_{f,st}$ деформации сдвиговой ползучести равны, с точностью обычного разброса опытных данных, получаемых при испытании одной серии образцов-близнецов. Это является еще одним доказательством справедливости закона сдвиговой ползучести (1.161) [73, 79].

ПОЛЗУЧЕСТЬ И СОПРОТИВЛЕНИЕ СДВИГУ ГЛИНИСТОГО МАТЕРИАЛА ГРУНТОВЫХ СООРУЖЕНИЙ

П. I. Введение

Глинистые грунты, как об этом было сказано выше, имеют широкое применение в строительстве в качестве материала для возведения грунтовых сооружений вообще, гидротехнических (плотин, дамб и т.д.) в особенности. Из глинистых грунтов нарушенного сложения (материала) возводят насыпи железных и шоссейных дорог, аэродромов, водоупорные элементы (ядра) каменно-набросных, грунтово-каменных плотин и т.д. путем их уплотнения (укатки) специальными машинами [119]. Прочностные, деформационные и фильтрационные свойства уложенных в сооружения глинистых материалов всецело обусловлены их состоянием плотности-влажности, приобретенным в процессе уплотнения. Чем выше плотность, т.е. больше плотность скелета ρ_d , которая является показателем уплотненности глинистого материала, тем он прочнее, менее деформируем и водопроницаем.

Уплотняемость каждого глинистого материала зависит от двух основных факторов — начальной влажности и количества работы, затрачиваемой уплотняющим средством. Наибольшее значение плотности скелета глинистого материала, при всех равных условиях, достигается при некоторой определенной влажности, называемой оптимальной w_{opt} . Соответствующая оптимальной влажности плотность скелета материала, которая является наибольшей среди всех ее значений, называется наибольшей плотностью скелета $\rho_{d,max}$.

Поскольку наиболее благоприятное условие уплотнения глинистого материала соответствует оптимальной влажности, то при влажности большей или меньшей w_{opt} плотность его скелета всегда меньше наибольшей плотности скелета грунта. Иначе говоря, зависимость влажность-плотность скелета грунта, впервые исследованная Р. Проктором (1933), имеет экстремальный характер.

Кроме оптимальной влажности — влажности наибольшей уплотняемости грунтового материала, на указанной выше кривой зависимости влажность-плотность скелета имеется и другое критическое значение влажности, называемое влажностью минимального

уплотнения $w_{d, \min}$, которая достаточно подробно исследована В.И. Бирулей. При этой влажности, вследствие набухания микроагрегатов и увеличения толщины водных пленок, сильно снижается уплотняемость материала. Дальнейшее увеличение влажности до оптимальной приводит к размягчению микроагрегатов, увеличению рыхлосвязанной и свободной воды, облегчающей взаимное перемещение частиц грунта и его уплотнение.

Метод лабораторного определения зависимости между влажностью и плотностью скелета грунтового материала впервые был разработан Р. Проктором в 1933 г. применительно к тем уплотняющим механизмам, которые имелись на вооружении строителей до первой мировой войны. Этот метод в несколько видоизмененном виде (см. ниже) применяется в нашей стране в качестве стандартного метода определения оптимального значения влажности w_{opt} и наибольшей плотности скелета грунтового материала $\rho_{d, \max}$, используемых для возведения самых различных грунтовых сооружений (ГОСТ 22733-77). После второй мировой войны, в связи с внедрением в строительное производство США более тяжелых уплотнительных машин, для определения оптимальной влажности и наибольшей плотности скелета грунтовых материалов был предложен модернизированный метод, разработанный корпусом военных инженеров США (Д. Тейлор, 1960).

Суть обоих методов заключается в том, что грунтовый материал подвергается уплотнению в цилиндрической форме при определенном числе ударов и высоте падения заданной массы. Отличие этих методов заключается в различной величине массы и высоты падения трамбующего груза.

При применении указанных методов опытного уплотнения грунтового материала строят одну кривую зависимости $\rho_d = f(w)$. Увеличение массы, высоты падения трамбующего груза или числа ударов приводит к изменению этой зависимости. Следовательно, каждому из условий уплотнения (трамбования) грунтового материала будет соответствовать своя кривая $\rho_d = f(w)$ и свои значения оптимальной влажности w_{opt} и наибольшей плотности скелета $\rho_{d, \max}$. Именно поэтому полученные по методу Р. Проктора опытные данные w_{opt} , $\rho_{d, \max}$ являются не абсолютными, а относительными величинами [104].

Метод Р. Проктора является методом эмпирическим, позволяющим качественно оценить уплотняемость грунта, не связывая ее с уплотняющим механизмом и режимом укатки грунтового материала в натуре [104].

В целях назначения требуемых величин плотности скелета и влажности глинистых грунтов при их использовании в качестве материала противофильтрационных элементов грунтовых гидротехнических сооружений в зависимости от параметров грунтоуплотняющего механизма во ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева разработан новый метод их уплотнения циклическими нагрузками [104]. Этот метод позволяет осуществить уплотнение грунтовых материалов с заданными параметрами нагружения с моделированием величины и характера приложения удельной уплотняющей нагрузки, действующей на контакте колесо-грунт при проходке катка. Даны рекомендации по определению оптимальной влажности w_{opt} и наибольшей плотности скелета глинистых материалов в лабораторных условиях, применительно к их уплотнению в натуре катками.

Согласно [104], ориентировочные значения w_{opt} равны: для песков 0,08...0,13; супесей 0,09...0,15; для суглинков 0,12...0,22, а для глин 0,12...0,26.

П.2. Методы определения оптимальной влажности и наибольшей плотности скелета глинистых грунтовых материалов

Метод Р. Проктора

Определение зависимости влажность-плотность скелета, w_{opt} и $\rho_{d,max}$ по методу Р. Проктора осуществляют уплотнением (трамбованием) грунтового материала в стальном цилиндре диаметром $d=100$ мм, объемом $V=950$ см³ [104] под действием трамбовки, свободно падающей с определенной высоты в условиях возможности частичного бокового расширения его (диаметр трамбовки несколько меньше диаметра уплотнительного цилиндра). В отличие от изложенного выше, по ГОСТ-у 22733-77 стандартное уплотнение осуществляют в приборе СОЮЗДОРНИИ без возможности бокового расширения грунтового материала (рис.120). Диаметр цилиндра прибора СОЮЗДОРНИИ $d=100$ мм, высота $h=127$ мм, а объем $V=1000$ см³. Для облегчения извлечения образца из цилиндра последний изготовляют из двух полуколец, соединяемых между собой основанием прибора и насадкой [21].

Методы Р. Проктора и стандартного уплотнения не отличаются друг от друга ни массой трамбовки (2,5 кг), ни высотой свободного падения трамбовки ($H=30$ см). При этом предполагается, что

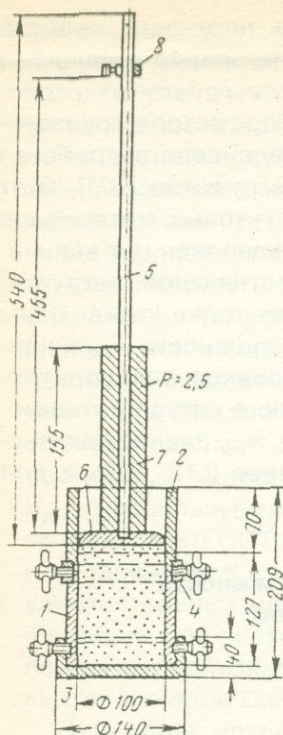


Рис.120. Прибор СОЮЗДОРНИИ для стандартного уплотнения грунтов:

1-поддон; 2-разъемный цилиндр емкостью 1000 см³; 3-кольцо; 4-насадка; 5-наковальня; 6-груз массой 2,5 кг; 7-направляющий стержень; 8-ограничительные кольца; 9-зажимные винты.

полученная грунтовым материалом плотность скелета соответствует его плотности скелета при укатке в полевых условиях при трех проходках по уплотняемому слою легких катков. По обоим методам грунтовой материал в цилиндре уплотняется тремя примерно одинаковыми слоями, однако по методу Р. Проктора каждый слой уплотняется 25-ью ударами трамбовки, а по ГОСТ-у 40 ударами, при общем числе ударов 120.

Модернизированный метод Р. Проктора, разработанный корпусом военных инженеров США (AA HO) для оценки уплотнения грунтового материала современными тяжелыми уплотняющими машинами, предусматривает для уплотнения массу трамбовки, равную 4,5 кг при высоте его свободного падения $H=46$ см.

Автором установлено, что образцы из грунтового материала, изготовленные в цилиндрах приборов стандартного уплотнения методом трехслойного уплотнения, достаточно однородны как по распределению влажности, так и плотности по объему.

Подробное изложение методики определения w_{opt} и $\rho_{d,max}$ грунтовых материалов приведено в ГОСТ-е 22733-77.

Следует отметить, что, по данным В.И. Бирули [7], оптимальная влажность в среднем составляет 0,62 (62 %) от границы текучести глинистого грунтового материала. Поэтому приблизительное значение наибольшей плотности скелета можно определить по следующему выражению:

$$\rho_{d,max} = \frac{\rho_s(1 - V_0)}{1 + 0,62 \cdot W_L \cdot \rho_s}, \quad (6.1)$$

где ρ_s - плотность твердых частиц; V_0 - остаточный объем заземленного в порах грунта воздуха, принимаемый в среднем: для глинистых - 0,04; для суглинков - 0,05, для супесей - 0,06.

Влажность минимального уплотнения $w_{d,min} \cong 0,31 W_L$.

Метод уплотнения грунтов циклическими нагрузками (ВНИИГ)

Метод циклических нагрузок определения оптимальной влажности w_{opt} и наибольшей плотности скелета ВНИИГ [104] разработан применительно к уплотнению катками связных грунтов с выбором типа грунтоуплотняющего механизма для конкретных условий возведения земляных сооружений, либо для назначения этих параметров применительно к имеющимся типам механизмов на данной стройке.

Определение w_{opt} и $\rho_{d,max}$ циклическими нагрузками по методу ВНИИГ осуществляется в условиях уплотнения грунтовых материалов без возможности бокового расширения в компрессионных приборах с диаметром рабочих колец не менее $d = 4$ см, толщиной слоя (высотой кольца) $(0,7 \dots 0,8) d$. Для крупнообломочных грунтов с глинистым заполнителем диаметр образца должен быть $d \geq 5d_{90}$ (d_{90} - диаметр фракций, содержание которых в грунте менее 90 %), но не более ширины шины уплотняющего механизма на пневмоколесных или величины хорды a , стягивающей часть погруженного в грунт вальца при уплотнении гладкими барабанами [118].

$$a = 4 \sqrt{\frac{qR}{E_0}}, \quad (6.2)$$

где q - линейное давление МН/м; R - радиус вальца, м; E_0 - модуль деформации грунта МН/м² = МПа (для глинистых грунтов оптимальной влажности в конце уплотнения $E_0 = 20$ МПа, а крупнообломочных грунтов - 15 МПа).

Максимальная удельная нагрузка на грунт p определяется конкретно для данного типа грунтоуплотняющего механизма. Для

катков с гладким барабаном $p_{\max}$ определяют по следующему выражению [119]:

$$p_{\max} = \sqrt{\frac{qE_0}{R}}, \quad (6.3)$$

а для пневмокатков:

$$p_{\max} = 1,44 \frac{P}{\Pi^2}, \quad (6.4)$$

где P -общая нагрузка на пневматическое колесо в МН; Π -ширина протектора шины, равная (0,7...0,8) В; В - ширина профиля шины в м [104]; 1,44-коэффициент, учитывающий эллипсоидность площади колеса на контакте с поверхностью уплотненного грунта.

На основании исследований А.А. Бирули, В.И. Бирули, И.А. Носич (1951), Н.Я. Хархуты (1953, 1973) и других зависимость удельной нагрузки от времени для катков с гладким барабаном рекомендуется принять линейно-возрастающей и убывающей (нагружение по закону треугольника), а для пневмокатков - постоянной (нагружение по закону прямоугольника) [104]. Продолжительность цикла рекомендуется принять 0,5...1 с, количество циклов нагружения-разгрузки 10, интервал времени между циклами - 5 минут.

Количество циклов нагрузки-разгрузки и интервал между ними принят по результатам лабораторных и полевых опытов. Доказано, что после 5-6-и циклов нагружения-разгрузки с интервалом 5 минут уплотнение глинистых грунтовых материалов практически заканчивается.

Уплотнение грунтового материала циклическими нагрузками, приложенными по закону треугольника, осуществляется рычажными прессами. Для этого на грузовой поддон рычага, опертый на подставку, помещается груз, создающий необходимую удельную нагрузку на грунтовой образец. Затем, приподнимая грузовой поддон с грузом, убирают подставку, и быстро, без удара, поддон с грузом опускается вниз, передавая на образец грунта созданную рычажным прессом нагрузку. Через 0,5...1 с образец грунта разгружается подниманием поддона рычага вместе с грузом, и поддон опирается на подставку до следующего цикла нагрузки-разгрузки.

При приложении циклических нагрузок по закону треугольника нагрузку создают дробью, равномерно насыпающейся с заданной скоростью в мерный сосуд, подвешенный на конце рычага. Про-

цесс загрузки по закону треугольника можно осуществить и другими способами.

Порядок подготовки грунтового материала к испытанию. Подвергаются испытанию грунты, отобранные из карьера в виде образцов нарушенного и ненарушенного сложения. Перед испытанием грунты естественного сложения размельчаются руками (без перемятия) на отдельности до 10 мм, а остальные — при помощи ножа, или же разбиваются пестиком с резиновым наконечником.

Размельченные грунты тугопластичной, полутвердой и твердой консистенций просеиваются через сито с диаметром отверстий 10 мм. Грунты мягкопластичной и текучепластичной консистенций используются без просеивания через сито.

Рекомендуется уплотнение грунтов производить при следующих шести значениях влажности:

$$w_1 = w_p - 0,04; w_2 = w_p - 0,02; w_3 = w_p;$$

$$w_4 = w_p + 0,02; w_5 = w_p + 0,04; w_6 = w_0.$$

где w_p — влажность грунта на пределе пластичности (раскатывания); w_0 — естественная влажность.

Для получения указанных выше значений влажности часть грунтового материала испытывается на уплотнение при естественной влажности w_0 , а другая часть увлажняется или подсушивается до заданной влажности. Причем, для равномерного распределения влаги по всему объему подготовленных к испытанию частей грунтового материала они выдерживаются не менее одних суток в полиэтиленовых мешках или же в эксикаторе.

Массу воды Q в г, необходимую для увлажнения грунтового материала до требуемого значения влажности w , можно определить по следующему выражению (ГОСТ 22733-77):

$$Q = \frac{g}{1 + w} (w - w_1), \quad (6.5)$$

где g — масса грунтового материала, подлежащего увлажнению, г; w_1 — влажность грунта в исходном состоянии.

По результатам испытания грунтового материала строят диаграмму влажность-плотность скелета $\rho_d = f(w)$. В качестве оптимальной принимается влажность, при которой достигнуто максимальное значение плотности скелета при заданной уплотняющей нагрузке минус $0,02(w_{opt} = w_{\rho_d, \max} - 0,02)$.

Метод испытания грунтов статическими нагрузками (ВНИИГ)

Для определения w_{opt} и $\rho_{d,max}$ кроме метода циклических нагрузок, ВНИИГ-ом предложен также метод обычного статического испытания на компрессию водонасыщенного грунта с начальной влажностью, равной его влажности на границе текучести W_L .

В этом случае в качестве $\rho_{d,max}$ принимается плотность скелета, соответствующая максимальной нагрузке на грунт, создаваемой уплотняющим механизмом. Тогда, используя для определения степени влажности грунта формулу

$$S_r = \frac{\rho_d \cdot \rho_s \cdot w}{(\rho_s - \rho_d) \rho_w}, \quad (6.6)$$

(ρ_s -плотность твердых частиц; w -влажность грунта; ρ_w -плотность воды, ρ_d -плотность скелета) и принимая, что для данного значения плотности скелета степень влажности $S_r = 0,85 \dots 0,90$ (см. ниже), то приближенное значение оптимальной влажности можно определить по следующей формуле:

$$w_{opt} \cong (0,85 \dots 0,90) \left(\frac{1}{\rho_d} - \frac{1}{\rho_s} \right) \rho_w. \quad (6.7)$$

Пример определения оптимальной влажности и наибольшей плотности скелета грунтового материала. На рис.121 и в табл.47

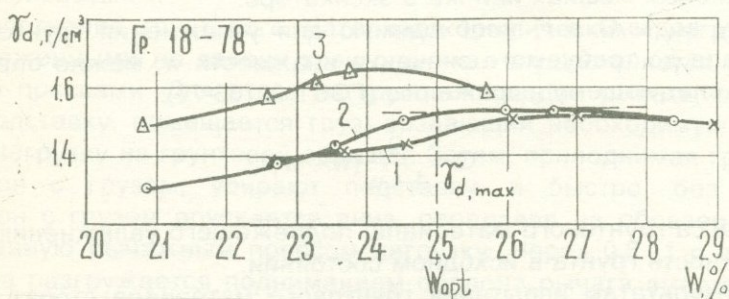


Рис.121. Кривые стандартного уплотнения грунта 18-78 ЕГУ, определенные по методам ГОСТ 22733-77 (1), ВНИИГ (2), по модернизированному методу Проктора (3).

$\gamma_{d,max}$ — наибольшая плотность скелета; w_{opt} — оптимальная влажность.

Таблица 47

**Результаты опытного уплотнения грунта № 18-78 ЕГУ
различными методами**

Показатели физических свойств грунтов	Метод уплотнения	№№ уплотнений						
		1	2	3	4	5	6	7
w	ГОСТ	0,209	0,226	0,237	0,245	0,261	0,270	0,29
	Проектор							
	-II	0,208	0,225	0,233	0,237	0,257	-	-
ρ_s , г/см ³	ВНИИГ	0,209	0,227	0,236	0,245	0,26	0,267	0,284
	ГОСТ	1,565	1,71	1,74	1,78	1,91	1,925	1,93
	Проектор							
ρ_d , г/см ³	-II	1,80	1,92	1,99	2,04	2,00	-	-
	ВНИИГ	1,58	1,69	1,77	1,86	1,93	1,94	1,94
	ГОСТ	1,295	1,39	1,41	1,43	1,51	1,52	1,50
e	Проектор	1,49	1,57	1,62	1,65	1,59	-	-
	-II							
	ВНИИГ	1,31	1,38	1,43	1,50	1,53	1,53	1,51
S _r	ГОСТ	1,02	0,88	0,86	0,83	0,74	0,72	0,75
	Проектор							
	-II	0,76	0,67	0,62	0,59	0,65	-	-
	ВНИИГ	1,00	0,90	0,83	0,75	0,71	0,71	0,74
	ГОСТ	0,54	0,67	0,72	0,77	0,92	0,98	1,00
	Проектор							
	-II	0,72	0,88	0,98	1,00	1,00	-	-
	ВНИИГ	0,55	0,66	0,74	0,86	0,96	0,98	1,0

приведены результаты опытного уплотнения глинистого грунта № 18-79 ЕГУ ($\rho_s=2,62$ г/см³; $w_L=0,442$; $w_p=0,24$; $I_p=0,202$), полученные: а) по методу стандартного уплотнения (ГОСТ 22733-77); б) по модернизированному методу Р. Проктора-II; в) по методу ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева, исходя из предположения использования для укатки грунта пневмокатков ДУ-16 В (Д-551 В) [104].

Для уплотнения грунта по методу ВНИИГ определена общая нагрузка на одно колесо пневматического катка $P=0,0518$ МН при общем весе катка 259 000 МН и числе шин-5 шт. Максимальная удельная уплотняющая на грунт $p_{\max}=0,59$ МН/м²=0,59 МПа определена по выражению (6.4).

Уплотнение грунта по методу ВНИИГ осуществлена в компрессионных приборах М-2, снабженных рабочими кольцами высотой 40 мм. Для загрузки грунта по прямоугольной схеме (12 циклов) использованы рычажные прессы. Интервалы приложения циклов были равны 5 минутам, а длительность действия нагрузки $p_{\max}=0,6$ МПа - около секунды.

Во всех трех методах опытного уплотнения использован грунт (мелкозем), просеянный через сито с размерами отверстий 5 мм. Повторность всех уплотнений двукратная.

Оптимальные значения влажности и наибольшей плотности скелета мелкозема, а также расчетные значения w_{opt}^0 и $\rho_{d,\max}^0$ для массива грунта, т.е. с учетом содержания в нем частиц размерами больше 5 мм в количестве $x=19,8\%$ (определено ситовым аналогом) приведены в табл.48.

Таблица 48

Результаты определения оптимальной влажности и наибольшей плотности скелета грунта № 18-78 ЕГУ

P_s , г/см ³	W_{opt}	$\rho_{\max}$ г/см ³	$\rho_{d,\max}$, г/см ³	W_{opt}	$\rho_{\max}^0$, г/см ³	$\rho_{d,\max}^0$, г/см ³
2,62	0,26	1,91	1,53	0,20	1,997	1,664

Оптимальная влажность w_{opt}^0 , наибольшая плотность скелета $\rho_{d,\max}^0$ для грунта в целом - с учетом включений зерен крупнее 5 мм, определены по формулам (ГОСТ 22733-77):

$$w_{opt}^0 = w_{opt}(100 - x) = 0,26(100 - 19,8) = 0,20,$$

$$\rho_{d,\max}^0 = \frac{\rho_d \rho_s}{\rho_s - 0,01x \cdot (\rho_s - \rho_d)} = \frac{1,53 \cdot 2,62}{2,62 - 0,198(2,62 - 1,53)} = 1,664 \text{ г/см}^3. \quad (6.8)$$

Анализ полученных нами результатов показывает, что кривая стандартного уплотнения (ГОСТ 22733-77) с достаточно большой точностью совпадает с кривой, полученной по методу ВНИИГ при $p_{\max}=0,6$ МПа. Для катков $p_{\max}>0,6$ МПа указанная кривая располагается выше кривой стандартного уплотнения. Что же касается

данных, полученных по модернизированному методу Проктор-II, то они существенно отличаются от данных, полученных двумя другими методами уплотнения (рис.121).

Следует также отметить, что полученные нами соотношения w_{opt}/w_L находятся в пределах 0,55, что несколько ниже их средней величины, полученной В.И. Бирулей (1953, 1956), а степень влажности образцов оптимальной влажности w_{opt} и наибольшей плотности скелета $\rho_{d,max}$ существенно меньше единицы (табл.47).

П.3. Грунтовые смеси, их оптимальный состав и фильтрационные свойства

Среди проблем, возникающих при гидротехническом строительстве, проблемы водоудерживания и полного использования водных ресурсов для выработки электроэнергии, орошения земель, водоснабжения и т.д. занимают особое место. Для предотвращения потерь воды при ее транспортировке и аккумуляции возводятся сооружения с водоупорными элементами из грунтовых и других материалов. В качестве грунтовых материалов используются глинистые грунты, обладающие малой водопроницаемостью. Поскольку не везде имеются пригодные для этой цели глинистые грунты, часто в качестве материала противофильтрационных элементов грунтовых сооружений используются грунтовые смеси - местные грунты, обогащенные глинами.

Мировой практике гидротехнического строительства известно много случаев использования разных глин вообще, бентонитовой глины в особенности, для повышения водонепроницаемости суглинков и супесей [95, 132]. Бентонитовые глины используются также в чистом виде для возведения противофильтрационных экранов и облицовок [95]. Вопрос об использовании бентонитовых глин Саригюхского месторождения Армении для улучшения водонепроницаемости местных грунтов и их использования в качестве материала противофильтрационных элементов гидротехнических сооружений Армении был рассмотрен в работе [36].

В целях исследования условий использования бентонитовых глин Саригюхского месторождения для улучшения водонепроницаемых свойств местных грунтов, определения оптимального состава бентонито-грунтовых смесей, обладающих наименьшей водопроницаемостью, автор, совместно с Т.Л. Петросяном [80], исследовал четыре бентонито-грунтовые смеси. Для получения этих смесей использованы полученные из строительства Егвардского

водохранилища грунты и бентонитовая пудра производства завода «Бентонит» (Армения), показатели основных физических свойств которых приведены в табл.49.

Таблица 49

Показатели основных свойств грунтов и бентонито-
-грунтовых смесей

Лабораторный № грунта	Глубина отбора, м	Кол-во бентонита в смеси, %	ρ_s , г/см ³	w_L	w_p	I_p
52-83	-	100	2,75	1,705	0,404	1,301
53-83	5,0	0	2,74	0,392	0,289	0,103
		5	2,75	0,396	0,231	0,163
		10	2,76	0,461	0,247	0,214
54-84	0,7-8,0	0	2,69	0,301	0,213	0,088
		5*	2,70	0,322	0,210	0,112
		10	2,71	0,358	0,209	0,149
55-85	8,0-12,0	0	2,69	0,285	0,238	0,047
		10				
		15				
56-85	1,0-10,0	0	2,68	0,251	0,190	0,061
		10	2,70	0,313	0,176	0,137
		15	2,72	0,339	0,184	0,155
		20	2,74	0,353	0,201	0,152

Приготовлены несколько бентонито-грунтовых смесей с использованием грунтов из Егвардского водохранилища и бентонитовой пудры 52-83 (см.табл.49). По методу стандартного уплотнения определены значения оптимальной влажности w_{opt} и наибольшей плотности скелета $\rho_{d,max}$ этих грунтов и бентонито-грунтовых смесей (табл.50). С помощью этих данных изготовлены образцы-близнецы оптимальной влажности и наибольшей плотности скелета из грунтов и бентонито-грунтовых смесей, которые испытаны под действием ступенчато-возрастающих нормальных напряжений σ_1 для определения их фильтрационных свойств при различных их значениях и оценки эффективности использования бентонита в рассматриваемых смесях по данным фильтрационных испытаний.

Длительное уплотнение и определение фильтрационных свойств образцов-близнецов диаметром 70 мм, высотой 20 мм грунтов и бентонито-грунтовых смесей выполнены на компрессионно-фильтрационных приборах М-2[79] и М-9 (рис.122) конструкции автора. Последний из указанных приборов создан на базе прибора М-1 и предназначен для определения компрессионных и фильтрационных свойств грунтов как при восходящем, так и при нисходящем потоке воды.

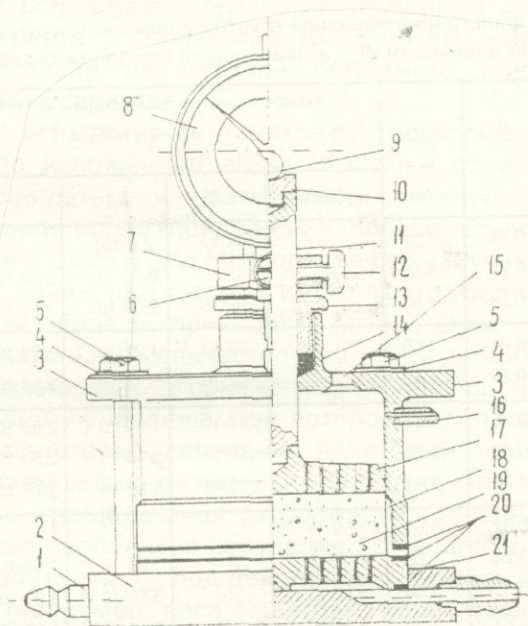


Рис.122. Компрессионно-фильтрационный прибор М-9:

1-штуцер, 2-днище, 3-цилиндр с направляющей головкой, 4-шайбы, 5-зажимные (соединительные) болты, 6-зажимной винт держателя мессуры, 7-держатель мессуры, 8-мессура, 9-стальной шарик, 10-стальная подушка, 11-шток, 12-арретирный винт держателя мессуры, 13-пробка, 14-сальник, 15-отверстие для налива воды в цилиндр, 16-штуцер для подвода и отвода воды из цилиндра, 17-перфорированный поршень (верхний фильтр), 18-режущее кольцо, 19-образец грунта, 20-резиновые прокладки, 21-перфорированный диск (нижний фильтр).

Образцы-близнецы оптимальной влажности и наибольшей плотности скелета грунтов и бентонито-грунтовых смесей после приложения первых ступеней нормального напряжения увлажнены восходящим потоком воды (градиент напора ~ 20) до полного водонасыщения. Коэффициенты фильтрации образцов-близнецов определены под действием различных по величине нормальных напряжений, перед приложением к ним следующей ступени уплотняющего давления (табл.50).

Таблица 50

Коэффициенты фильтрации образцов грунтов и бентонито-грунтовых смесей оптимальной влажности W_{opt} и наибольшей плотности скелета $\rho_{d,max}$

Лабораторный №грунта	Кол-во бентони- та в сме- си, %	W	$\rho_{d,max}$ г/см ³	Коэффициенты фильтрации k, см/с, при σ_1 , МПа				
				0,025	0,05	0,1	0,2	0,4
53-83	0	0,22	1,59	-	$3,49 \cdot 10^{-7}$	$2,5 \cdot 10^{-7}$	-	$1,11 \cdot 10^{-7}$
	5	0,23	1,55	-	$1,45 \cdot 10^{-7}$	$9,78 \cdot 10^{-8}$	$3,03 \cdot 10^{-8}$	$2,33 \cdot 10^{-8}$
	10	0,24	1,57	-	$3,82 \cdot 10^{-8}$	$2,02 \cdot 10^{-8}$	$1,35 \cdot 10^{-8}$	$1,15 \cdot 10^{-8}$
54-85	0	0,24	1,59	-	$1,62 \cdot 10^{-8}$	$1,22 \cdot 10^{-8}$	$1,23 \cdot 10^{-8}$	$4,45 \cdot 10^{-9}$
	10	0,26	1,52	-	$7,02 \cdot 10^{-9}$	$6,16 \cdot 10^{-9}$	$3,64 \cdot 10^{-9}$	$2,24 \cdot 10^{-9}$
55-85	0	0,25	1,63	-	$6,97 \cdot 10^{-9}$	$7,69 \cdot 10^{-9}$	$2,89 \cdot 10^{-9}$	-
	10	0,23	1,56	-	$3,65 \cdot 10^{-9}$	$3,48 \cdot 10^{-9}$	$2,88 \cdot 10^{-9}$	-
	15	0,26	1,51	-	$3,25 \cdot 10^{-9}$	$1,89 \cdot 10^{-9}$	$2,77 \cdot 10^{-9}$	-
56-85	0	0,22	1,61	$5,69 \cdot 10^{-8}$	-	-	-	-
	10	0,24	1,58	$2,49 \cdot 10^{-8}$	-	$1,64 \cdot 10^{-8}$	$7,63 \cdot 10^{-8}$	-
	15	0,24	1,56	$3,52 \cdot 10^{-9}$	-	$3,10 \cdot 10^{-9}$	$3,01 \cdot 10^{-9}$	-
	17	0,23	1,55	$1,84 \cdot 10^{-9}$	-	$2,10 \cdot 10^{-9}$	$1,33 \cdot 10^{-9}$	-
	20	0,22	1,53	$1,14 \cdot 10^{-8}$	-	$1,14 \cdot 10^{-8}$	$8,36 \cdot 10^{-9}$	-

Полученные из экспериментов данные (в табл.50 приведены средние значения коэффициента фильтрации k, полученные из испытания двух-четырех образцов-близнецов для $T = +10^0C$) говорят о том, что наибольшей водопроницаемостью обладают грунты природного состава. По мере увеличения количества содержания бентонита (в % к массе воздушно-сухого грунта) в бентонито-грунтовой смеси имеет место постепенное уменьшение коэффициента фильтрации-возрастание водонепроницаемости. Причем, возрастание неводопроницаемости указанных смесей при 328

одинаковых расходах бентонита зависит от содержания в природном грунте глинистого материала.

Как следует из табл.50, при обогащении суглинка № 53-83 бентонитом в количестве 10 % коэффициент фильтрации уменьшился до одного порядка. В то же время такое же содержание бентонита в смесях, приготовленных с использованием супесей и легкого суглинка (табл.49), привело к двукратному снижению коэффициента фильтрации, что находится в пределах обычной точности определения их фильтрационных свойств в лабораторных условиях [29]. Следовательно, в последнем случае добавка к грунту бентонита в количестве 10 % по его массе в воздушно-сухом состоянии не оказала ощутимого влияния на его фильтрационные свойства.

Длительное испытание бентонито-грунтовых смесей в условиях компрессии по изложенной выше методике показало, что (как и следовало ожидать) они, в зависимости от количества бентонита, при замачивании после приложения первых ступеней уплотняющего давления 0,025 и 0,05 МПа проявляют набухающие свойства (рис.123). Набухание, при котором имеет место увеличение начальной пористости образца, приводит к возрастанию водопроницаемости. Следовательно, количество бентонита в бентонито-грунтовой смеси должно быть ограниченным — оно должно равняться тому наибольшему значению, при котором нет отрицательной деформации — отсутствует увеличение начальной пористости образца под действием заданной нагрузки. Это означает, что в предельном состоянии отрицательная деформация (деформация набухания) и давление свободного набухания должны быть равны нулю, а давление набухания σ_{sw} под действием σ_1 от веса вышележащих слоев грунта (например, веса защитного слоя) должно равняться этому напряжению ($\sigma_{sw} = \sigma_1$).

Изложенное выше условие нулевого деформирования образцов из бентонито-грунтовых смесей оптимального состава использовано нами для определения оптимального количества бентонита в них.

Согласно предлагаемой методике, для определения оптимального количества бентонита в бентонито-грунтовой смеси следует испытать в условиях компрессии два состава. В одном из этих составов количество бентонита должно быть меньше, а в другом больше оптимального. Поэтому образцы из первого бентонито-грунтового состава под действием заданного нормального напряжения и увлажнения после его приложения уплотняются,

а из второго состава - набухают. Тогда, используя условие нулевого деформирования образца, легко определить оптимальное количество бентонита в смеси, обеспечивающее заданное условие.

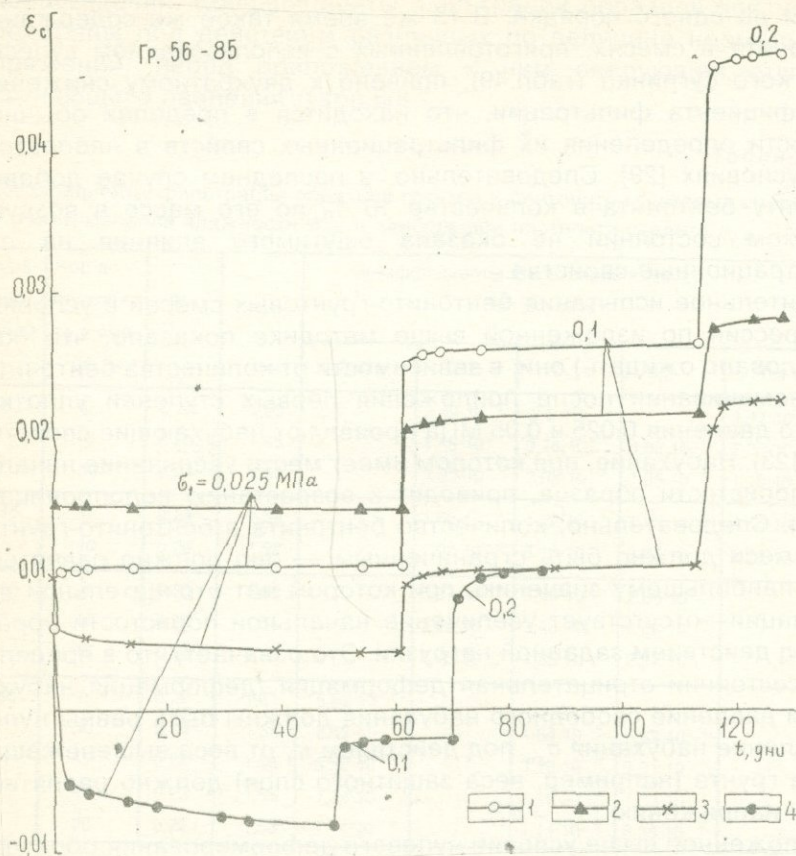


Рис.123. Экспериментальные кривые одномерной (компрессионной) ползучести бентонито-грунтовой смеси 56-85 при ступенчатом росте нормальных напряжений σ_1 . Замачивание образцов осуществлено после приложения σ_1 . Количество бентонита в смеси (по массе):

1 - 0 %, 2 - 10 %, 3 - 15 %, 4 - 20 %

Изложенная выше методика использована для определения оптимального количества бентонито - грунтовой смеси, приготовленной из грунта 56-85 и бентонитовой пудры (табл.49). Для этого испытаны образцы из бентонито-грунтовых смесей с содержанием бентонита в количестве $m_{\delta, \%} = 5; 10; 15$ и 20 % под действием

$\sigma_1 = 0,025$ МПа. Построен график зависимости $\varepsilon_c - m_{\delta, \%}$ (рис.124) и по точке его пересечения с осью абсцисс определено оптимальное количество бентонита - 17 %, необходимое для получения оптимального состава смеси.

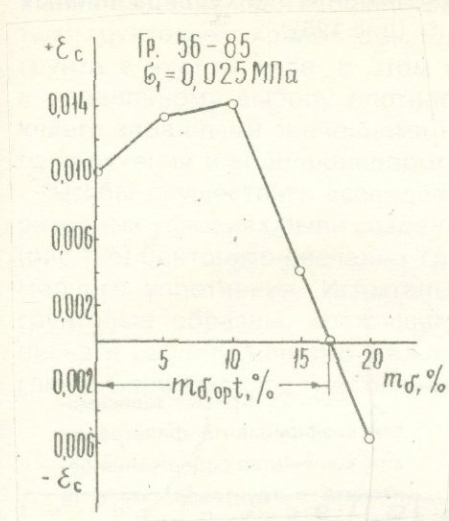


Рис.124. График зависимости относительной одномерной деформации ε_c от количества содержания бентонита в смеси (m_{δ}), в % по массе.

Отметим, что для получения величины оптимального количества бентонита в бентонито-грунтовой смеси достаточно было испытать два их состава с содержанием бентонита соответственно 15 и 20 %.

Как видно на рис.123 и 124, при $m_{\delta, \%} = 5; 10$ и 15 % под действием $\sigma_1 = 0,025$ МПа имеет место уплотнение, а при $m_{\delta, \%} = 20$ %- набухание образцов. В соответствии с этим при увеличении количества бентонита в бентонито-грунтовых смесях в пределах 5...15 % имеет место постепенное уменьшение коэффициента фильтрации, а при $m_{\delta, \%} = 20$ %- его возрастание (табл.50), что подтверждает сказанное выше об отрицательном влиянии набухания на их фильтрационные свойства.

В целях проверки правильности определенного по рассмотренной методике оптимального количества бентонита, приготовлены образцы из бентонито-грунтовой смеси, содержащей бентонита в количестве 17% по массе воздушно-сухого грунта. Эти образцы испытаны в компрессионном приборе по изложенной выше мето-

дике и определены их коэффициенты фильтрации при различных значениях уплотняющего давления σ_1 (табл.50). На основании полученных из опыта данных построены графики изменчивости коэффициента фильтрации k бентонито-грунтовых смесей в зависимости от количества содержания бентонита в них для различных значений уплотняющего давления σ_1 (рис.125).

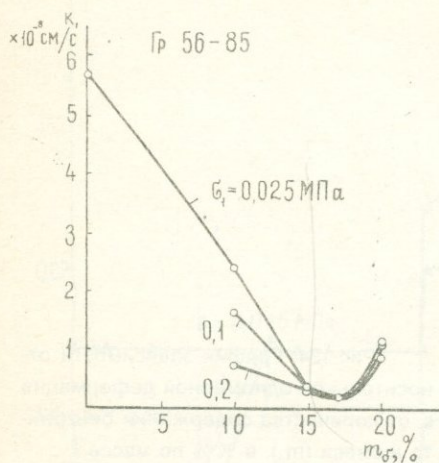


Рис.125. Кривые зависимости коэффициента фильтрации k от количества содержания бентонита в грунтовой смеси (в % по массе) при различных значениях нормального напряжения σ_1 .

Из данных табл.50 и рис.125 следует, что наименьшее значение коэффициента фильтрации соответствует бентонито-грунтовой смеси с содержанием бентонита в количестве 17%. Это полностью подтверждает правильность рассмотренной методики. Из табл.47 следует также, что при 17%-ном содержании бентонита в бентонито-грунтовой смеси имеет место снижение коэффициента фильтрации грунта более чем на один порядок.

Резюмируя изложенное выше, можно отметить, что применение изложенной методики позволяет существенно сократить объем экспериментальных работ по отысканию оптимального состава бентонито-грунтовых и глино-грунтовых смесей. Единственный вопрос, который следует решить при применении рассмотренного выше метода, относится к определению количества бентонита в двух бентонито-грунтовых смесях, подлежащих испытанию. По нашим данным, количество бентонита в набухающем и ненабухающем бентонито-супесчаных смесях оптимальной влажности и наибольшей плотности скелета должно быть примерно равно

12...15%, а в бентонито-суглинистых смесях соответственно 5...7 и 15% по массе.

С учетом технологических трудностей, связанных с получением отмеченных выше составов, рассмотрен также вопрос о возможности создания противофильтрационных композиционных (слоистых) грунтовых экранов с использованием бентонита и местного грунта в чистом виде. В этом случае основная задача сводится к правильному выбору плотности-влажности бентонита, обладающего заданными значениями набухаемости, давления свободно-го набухания и водопроницаемости.

Чтобы осуществить исследование указанного вопроса, в лабораторных условиях были созданы и испытаны модели трехслойных (рис.126) бентонито-песчаных грунтовых экранов в приборах одномерного уплотнения. Испытаны малые и большие трехслойные грунтовые образцы, состоящие из двух слоев мелкозернистого песка и расположенного между ними тонкого слоя бентонитовой глины Саригюхского месторождения (см.табл.49) в виде пасты.

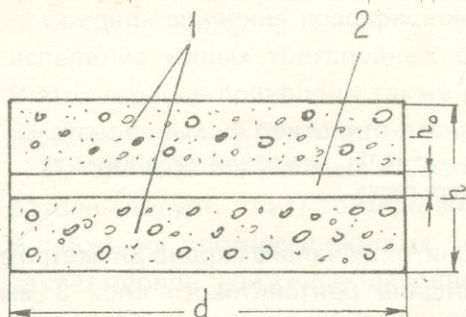


Рис.126. Элемент противо-
фильтрационной грунтовой мо-
дели.

1-песок; 2-бентонитовая
глина

Использование песка в конструкции модели грунтового экрана было продиктовано существенно отличными от бентонитовой пасты фильтрационными свойствами, позволяющими получение яркого представления об их изменяемости вследствие укладки слоя весьма маловодопроницаемого грунта. Фильтрационные свойства песка определены трубкой КФЗ-СПЕЦГЕО при трех различных значениях градиента напора: $i = 0,4; 0,6$ и $0,8$. Результаты исследования скорости фильтрации от градиента напора приведены на рис.127. Для песка получено значение $k_m = 1,8 \cdot 10^{-2}$ см/с.

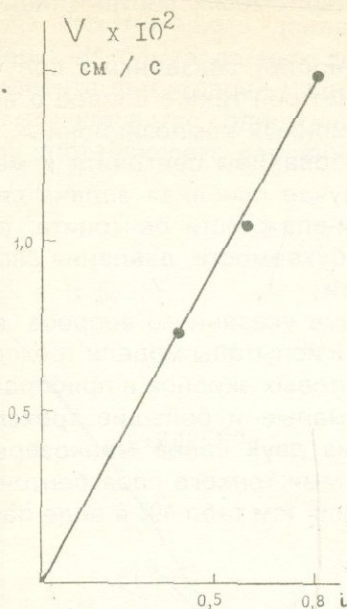


Рис.127. Диаграмма фильтрации чистого песка.

Малые образцы модели бентонито-песчаного экрана диаметром 70 мм, высотой 20 мм при толщине бентонитового слоя 3 мм испытаны в модернизированных малых компрессионных приборах М-9, а большие образцы диаметром 210 мм, высотой 60 мм при толщине бентонитового слоя 10 мм на приборах М-3 конструкции автора [79]. Фильтрационные свойства образцов определены при восходящих потоках воды в условиях изменяемости их начальной плотности-влажности по ветви уплотнения компрессионной кривой. Для сравнения испытаны также образцы, изготовленные из бентонито-песчаной смеси с содержанием 20% бентонитовой пудры по массе.

В малых компрессионных приборах испытаны три серии трехслойных образцов-близнецов при трех различных значениях плотности ρ и влажности w бентонитовой пасты (см.табл.51). Методом компенсации деформаций набухания определены давления сво-

бодного набухания $\sigma_{sw,0}$ испытанных образцов. Причем использование бентонита в виде пасты с влажностью, большей его влажности на пределе раскатывания было обусловлено необходимостью получения грунта с давлением свободного набухания, не превышающего давления от веса защитного грунтового слоя $\sigma_0 = 0,05$ МПа.

Фильтрационные свойства образцов-близнецов каждой серии определены как при сохранении начальной плотности скелета, после водонасыщения под арретир под действием $p_1 = \sigma_{sw,0}$ (p_1 - внешнее давление) и после стабилизации деформаций уплотнения от действия двух ступеней давления $\sigma_1 = 0,05$ и $0,2$ МПа ($\sigma_1 = p_1 - \sigma_{sw,0}$). Опыты проведены при одном постоянном значении градиента гидравлического напора $i = 21,116$. Повторность опытов шести-десятикратная.

Средние значения коэффициентов фильтрации, полученные из испытания малых трехслойных образцов, приведены в табл.48. В этой таблице приведены также результаты испытания образцов, изготовленных из бентонито-песчаной смеси.

Из данных, полученных из испытания малых трехслойных образцов следует, что: 1) по мере возрастания начальной влажности и снижения плотности скелета бентонитовой пасты имеет место закономерное снижение давления свободного набухания $\sigma_{sw,0}$; 2) имеет место закономерное уменьшение коэффициента фильтрации по мере уплотнения образцов под действием эффективного давления σ_1 ; 3) коэффициенты фильтраций трехслойных образцов и образцов, изготовленных из бентонито-песчаной смеси при одинаковом расходе бентонитового порошка примерно равны и 4) уменьшение коэффициента фильтрации образцов, содержащих бентонитовую глину, по сравнению с коэффициентом фильтрации песка примерно равно семи порядкам.

В больших компрессионных приборах испытаны трехслойные образцы-близнецы как при сохранении начальной плотности скелета (после водонасыщения под арретир с замером давления свободного набухания $\sigma_{sw,0}$), так и после уплотнения под действием двух последовательно приложенных ступеней уплотняющего

Таблица 51

Показатели физических свойств, давления свободного набухания $\sigma_{sw,0}$ и средние значения коэффициента фильтрации k_m малых образцов

№№ се- рий	W_n	ρ г/см ³	ρ_d , г/см ³	$\sigma_{sw,0}$ МПа	Средние значения коэффициента фильтрации k_m , см/с при $i = 21,12$, $p_i = \sigma_{sw,0} + \sigma_i$, МПа		
					$\sigma_{sw,0}$	$\sigma_{sw,0} + 0,05$	$\sigma_{sw,0} + 0,2$
1	0,47	1,76	1,20	0,057	$5,17 \cdot 10^{-9}$	$3,37 \cdot 10^{-9}$	$3,11 \cdot 10^{-9}$
2	0,50	1,77	1,18	0,046	$2,60 \cdot 10^{-9}$	$2,53 \cdot 10^{-9}$	$1,77 \cdot 10^{-9}$
3	0,60	1,78	1,11	0,022	$6,19 \cdot 10^{-9}$	$5,42 \cdot 10^{-9}$	$3,99 \cdot 10^{-9}$
4 ^х	0,50	1,76	1,17	0,040	$3,95 \cdot 10^{-9}$	$3,84 \cdot 10^{-9}$	$2,74 \cdot 10^{-9}$

^х Примечание. Испытаны бентонито-песчаные образцы, изготовленные из однородной смеси с содержанием бентонита 20 % по массе.

Показатели физических свойств, давления свободного набухания $\sigma_{sw,o}$ и средние значения коэффициента фильтрации k_m больших образцов

W_o	ρ г/см ³	ρ_d г/см ³	$\sigma_{sw,o}$ МПа	i	Средние значения коэффициента фильтрации k_m , см/с при $p_1 = \sigma_{sw,o} + \sigma_1$, МПа		
					$\sigma_{sw,o}$	$\sigma_{sw,o} + 0,1$	$\sigma_{sw,o} + 0,3$
0,485	1,78	1,20	0,054	0,489	$11,60 \cdot 10^{-9}$	-	-
				1,259	$8,95 \cdot 10^{-9}$	$4,77 \cdot 10^{-9}$	$3,62 \cdot 10^{-9}$
				2,507	$11,26 \cdot 10^{-9}$	$4,34 \cdot 10^{-9}$	$3,78 \cdot 10^{-9}$
				19,713	$9,59 \cdot 10^{-9}$	$3,33 \cdot 10^{-9}$	$2,74 \cdot 10^{-9}$

давления $\sigma_1 = 0,1$ и $0,3$ МПа. Ступени нагрузки прикладывались к образцам после полной стабилизации деформаций от действия предыдущей ступени давления (см.табл.52). Испытание больших образцов было вызвано необходимостью повышения точности определения коэффициента фильтрации и, на основании этого, рассмотрения вопроса о начальном градиенте гидравлического набора, который более чем четыре десятилетия является предметом дискуссии в механике грунтов.

Как показали эксперименты, точность определения коэффициента фильтрации на больших образцах, с поперечным сечением 346 см^2 , в несколько раз выше точности его определения на малых образцах. Это обусловлено тем, что в случае определения k на больших образцах расход воды во много раз больше, чем на малых образцах, и существенно выше как точность его замера, так и определения k . В целях изучения изложенных выше вопросов на больших образцах определены коэффициенты фильтрации при четырех различных значениях градиента напора (см.табл.52).

Результаты испытания образцов-близнецов и определения k приведены в табл.52 и показаны на рис.128.

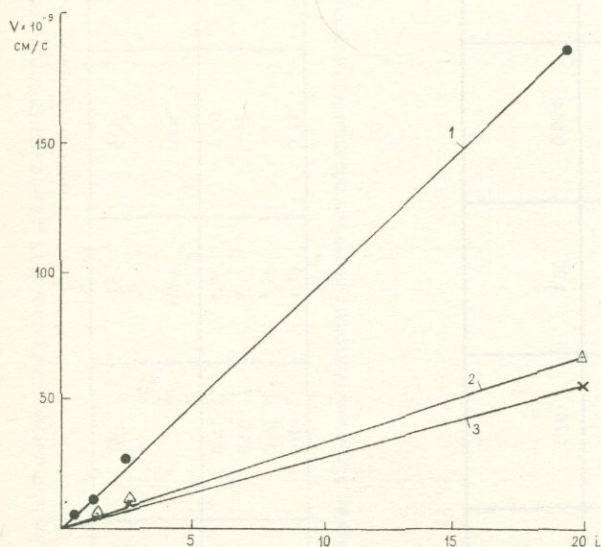


Рис.128. Диаграмма фильтрации бентонито-песчаного трехслойного образца при различных значениях уплотняющего давления p_1 .

1 - $p_1 = \sigma_{sw,0} + 0,3$ МПа; 2 - $p_1 = \sigma_{sw,0} + 0,1$ МПа; 3 - $p_1 = \sigma_{sw,0}$

Данные, приведенные в табл.52, полностью согласуются с данными, полученными из испытания малых образцов-близнецов (см.табл.51). Они подтверждают возможность применения трех- и многослойных грунтовых конструкций в качестве противофильтрационных экранов. Из этой таблицы следует также, что при достаточно небольших значениях гидравлического градиента бентонитовая паста не является полностью водонепроницаемой средой и нет «начального градиента» напора. Это согласуется с выводами В.М. Павилонского (1978) и других исследователей.

П.4. Ползучесть и сопротивление сдвигу глинистого материала грунтовых сооружений

При использовании глинистых грунтов в качестве материала для возведения водупорных элементов земляных плотин и других грунтовых сооружений (насыпей полотна автомобильных и железных дорог, аэродромов и т.д.) вообще, высоких плотин из грунтовых материалов в особенности, возникает необходимость определения реологических свойств - начальной (кратковременной) и предельно-длительной прочности, объемной ползучести скелета и ползучести изменения формы (сдвига). Эти свойства, которые нужны для расчета указанных сооружений по двум предельным состояниям материала, следует определить при сложном напряженно-деформированном состоянии грунтов. Однако, поскольку определение деформаций ползучести в условиях сложного напряженно-деформированного состояния пока связано с большими техническими трудностями, то реологические свойства глинистых грунтов в лабораторных условиях, как обычно, определяют при простых деформациях одномерного уплотнения (компрессии) и простого сдвига (скашивания).

Материалом для возведения сооружений из грунтовых материалов могут служить самые различные грунты, удовлетворяющие предъявляемые к ним требования прочности, деформирования и фильтрационных свойств. Используются также глино-грунтовые смеси, получаемые путем обогащения местных глинистых грунтов глиной вообще, бентонитовой глиной в частности.

Для получения полной информации о реологических свойствах глинистых грунтовых материалов, их испытывают как при начальном состоянии оптимальной влажности и наибольшей плотности скелета, так и в условиях изменяемости их начального состояния под действием уплотняющих давлений, увлажнения и других, влия-

яющих на эти свойства, факторов (температура, вибрационные и сейсмические воздействия и т.д.).

С целью получения параметров, характеризующих реологические свойства глинистых материалов, испытывают образцы оптимальной влажности и наибольшей плотности скелета, которые определяются по одному из известных методов стандартного уплотнения (см. п.2).

Компрессионную ползучесть скелета глинистого материала — ползучесть при одномерном уплотнении — определяют испытанием образцов нарушенного сложения при их оптимальной влажности и наибольшей плотности скелета. Образцы высотой $h=20$ мм испытывают в компрессионных приборах любой конструкции.

Одномерное уплотнение водонасыщенных глинистых грунтов, как известно, в наиболее общем случае обусловлено скоростями ползучести скелета и отжатия поровой воды из грунта. В случае уплотнения грунтовых образцов оптимальной влажности w_{opt} и наибольшей плотности скелета $\rho_{d,max}$ когда степень их водонасыщения значительно меньше единицы и изменяется в пределах $S_r = 0,8 \dots 0,95$ (см. табл. 47), единственным фактором, обуславливающим длительный процесс уплотнения грунтового материала, является ползучесть скелета. Ползучестью скелета обусловлена также длительная деформация водонасыщенного глинистого грунта при одномерном уплотнении образцов небольшой толщины ($h=20$ мм) в условиях двустороннего отжатия поровой воды.

Способы изготовления образцов-близнецов оптимальной влажности и наибольшей плотности скелета, методы их испытания на компрессионную ползучесть как при сохранении начального состояния грунтового материала, так и при полном водонасыщении, а также методы обработки опытных данных и определение параметров физических соотношений различных теорий ползучести — обычные. Они не отличаются от способов и методов, применяемых при испытании обыкновенных глинистых грунтов нарушенного сложения. Эти вопросы достаточно подробно рассмотрены в монографиях автора [74, 79], а также в предыдущих главах этой книги. Вопросы учета влияния температуры, вибрационных воздействий и изменяемости начальной влажности на ползучесть одномерного уплотнения грунтов во времени подробно изложены в гл. II-V.

Чтобы избежать повторений, на этих вопросах мы здесь не останавливаемся и отсылаем читателя к указанной выше литературе и соответствующим главам этой книги.

Поскольку нагружение грунтового материала в натуре протекает достаточно медленно, то результаты испытания образцов в лабораторных условиях при ступенчатом росте уплотняющих давлений более близки к действительности, чем деформации, определяемые из семейства кривых ползучести, полученных при однократном приложении постоянных напряжений. В последнем случае, в силу дисперсности и структурных особенностей глинистых грунтов, при превышающих их структурную прочность нагрузках имеет место лавинное разрушение их структурного каркаса, искажающее их поведение в натуре. Поэтому мы рекомендуем определение параметров компрессионной ползучести скелета глинистого материала грунтовых сооружений выполнить по методам одной или двух экспериментальных кривых ползучести, рассмотренных выше (см. II, п. 2, гл. V, п. 3) [79].

В заключение отметим, что при исследовании грунтового материала высоких плотин образцы испытывают при относительно высоких значениях уплотняющих давлений, достигающих до нескольких МПа. В этом случае загрузку образцов осуществляют специальными рамными установками, снабженными винтовым приводом, а величину уплотняющего давления контролируют динамометрами. Используют мощные компрессионные приборы, например М-4 конструкции автора [79].

Соппротивление сдвигу глинистого грунтового материала оптимальной влажности w_{opt} и наибольшей плотности скелета, как и обыкновенных глинистых грунтов, определяют на приборах одноплоскостного среза, кручения, одноосного и трехосного раздавливания. Мы в своих исследованиях испытания в основном проводили на приборах одноплоскостного среза ГПП-30 и кручения плоских кольцевых и сплошных образцов М-5 конструкции автора [74, 79]. Исходя из необходимости испытания образцов под действием больших уплотняющих давлений (до 3,0 МПа), прибор М-5 был несколько модернизирован.

Внесенные в конструкцию прибора М-5 изменения были связаны с необходимостью усиления отдельных узлов и уменьшения трения при передаче на образец грунта уплотняющих давлений, создаваемых винтовым приводом через шарикоподшипник и контролируемых динамометром [74, 79]. Чтобы указанное трение свести к минимуму, в конструкцию прибора была внесена дополнительная деталь в виде переходника с помещенным в нем мощным упорным шарикоподшипником. Причем для учета трения, возникающего в шарикоподшипнике, механизм кручения прибора тща-

тельно тарировался по методике, изложенной в [74, 79].

В качестве примера испытания образцов на сдвиг методом кручения под действием больших уплотняющих давлений рассмотрим результаты определения сопротивления сдвигу тяжелой глины нарушенного сложения № 15-77 ЕГУ (табл.53).

Таблица 53

Основные показатели физических свойств грунта 15-77

σ_z , МПа	Конечная влажность образца W_{eq}	Конечная плотность ρ_{eq} образца, г/см ³	ρ_s г/см ³	W_L	W_p	I_p
0,3	0,288	1,80	2,51	0,5753	0,3109	0,2644
0,8	0,2958	1,83				
1,5	0,2711	1,93				
2,5	0,2528	2,21				

Сопротивление грунта сдвигу определено испытанием четырех пар образцов-близнецов под действием четырех различных значений уплотняющего давления (табл.53) по стандартному методу - методу затухающих деформаций сдвига (ГОСТ 12248-78).

Диаграмма стандартного сопротивления рассматриваемого грунта сдвигу, построенная по данным указанных выше испытаний образцов-близнецов ($\varphi = 10^{\circ}42'$, $c = 0,093$ МПа), с учетом тарировочной поправки на трение в механизме кручения приборов М-5, показана на рис.129. Несмотря на различие в состояниях плотно-

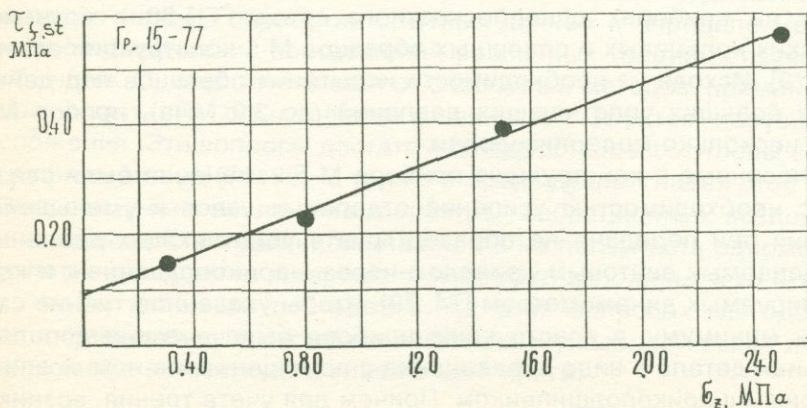


Рис.129. Диаграмма сопротивления сдвигу грунта 15-77.

сти-влажности испытанных образцов, диаграмма сопротивления сдвигу подчиняется линейному закону (рис.129). Следовательно, стандартное сопротивление глинистых грунтов сдвигу $\tau_{f, M}$ при уплотняющих давлениях до 2,5 МПа можно определить по закону Кулона (1.145).

Одной из важнейших проблем определения прочностных и деформационных свойств глинистых грунтов ядер высоконапорных плотин из грунтовых материалов, а также других грунтовых сооружений, возводимых в сейсмически активных районах, является учет сейсмических воздействий. В силу исключительной сложности характера сейсмических сил определение механических свойств указанных грунтов с учетом сейсмических воздействий производят при одиночном или повторяющихся импульсах, гармонической или спектральной нагрузке в условиях изменения в широких пределах амплитудных, частотных (временных) факторов [39, 40]. В связи с изложенным выше осуществляют определение сопротивления сдвигу глинистых грунтовых материалов как при статическом, так и при дополнительном приложении вибрационных воздействий. Вопросы испытания образцов глинистых грунтов на сдвиг, с учетом дополнительных вибрационных воздействий, подробно изложены в гл. III.

В рассмотренном выше случае определения сопротивления грунтов сдвигу подвергали испытанию несколько образцов, предварительно уплотненных под действием различных по величине нормальных (уплотняющих) напряжений σ_z -по ветви уплотнения компрессионной кривой, - имеющих различную начальную влажность, пористость и структурную прочность. Определенные из испытания образцов с различной плотностью и структурной прочностью показатели сопротивления сдвигу φ и c являются не истинными значениями угла внутреннего трения и сцепления грунта, а параметрами закона Кулона (1.145).

В целях определения истинных значений угла внутреннего трения и сцепления Г. Тидеман (1937) подвергал испытанию на срез образцы, обладающие одинаковой плотностью, под действием различных нормальных напряжений σ_z . Из испытания нескольких серий образцов-близнецов с различной пористостью им было получено семейство параллельных линейных диаграмм сопротивления сдвигу $\tau_f - \sigma_z$ и установлено, что по мере возрастания плотности грунта имеет место увеличение сцепления c по линейному закону $c = \sigma_z \cdot \operatorname{tg} \varphi_c$ при постоянном угле трения φ .

Аналогичные исследования были проведены М. Хворослевым (1937), Г.И. Покровским (1934), А.В. Коробочкиным и другими. Причем М. Хворослев вместо линейных диаграмм сопротивления сдвигу Г. Тидемана получил семейство кривых $\tau_f - \sigma_z$, а Г.И. Покровский установил изменяемость не только сцепления c , но и угла трения φ . Работа А.В. Коробочкина послужила основой для составления Технических условий и норм проектирования гидротехнических сооружений. Во ВНИИ гидротехники эта методика была изменена таким образом, что образцы грунтов получали различное предварительное уплотнение, после которого они срезывались при трех-четырех нормальных напряжениях, меньших, чем нагрузки предварительного уплотнения (П.Д. Евдокимов, 1956).

Подробное исследование рассматриваемого вопроса выполнено А.А. Ничипоровичем (1948) на приборах одноплоскостного и двухплоскостного среза собственной конструкции. Он осуществил испытание различных глинистых грунтов нарушенного и природного сложения при различных постоянных значениях плотности образцов. Постоянство плотности (пористости) образцов при различных значениях уплотняющего давления σ_z , как и в методике ВНИИ гидротехники, достигалось испытанием на срез переуплотненных образцов по ветви разгрузки (декомпрессии, набухания) компрессионной кривой в пределах участка, близкого к горизонтальной прямой. Для этого серии образцов-близнецов уплотнялись под действием $\sigma_{z,f} = 1,0$ и $1,5$ МПа, а после стабилизации деформаций разгружались до $\sigma_z = 0,1$; $0,3$ и $0,5$ МПа и срезывались под действием этих нормальных напряжений.

А.А. Ничипоровичем было установлено, что по мере возрастания плотности грунта и уменьшения пористости имеет место увеличение сцепления c и уменьшение угла внутреннего трения. При этом зависимость угла φ от коэффициента пористости грунта подчиняется линейному закону, а c -нелинейному закону.

Без ссылки на источники Н.А. Цытович [120] отмечал, что полученные А.А. Ничипоровичем результаты подтверждаются подобными же данными других исследователей и теоретическими соображениями Н.М. Герсегованова. Для подтверждения правильности полученных А.А. Ничипоровичем результатов Н.А. Цытович воспользовался изменяемостью коэффициента сдвига связных грунтов по мере увеличения уплотняющего давления.

Вывод А.А. Ничипоровича об увеличении сцепления c с возрастанием плотности глинистого грунта Н.Н. Маслов (1949) назвал

вполне логичным, а уменьшение угла φ -нелогичным, в корне противоречащим его выводам. После 1949 г. Н.Н. Маслов больше никогда не обращался к этому вопросу.

Интерес к рассматриваемому вопросу в последнее время значительно возрос и стал предметом специального исследования. В частности, З.Г. Тер-Мартirosян, В.А. Тищенко и М.М. Якубов (1986), используя методику испытания образцов А.А. Ничипоровича, установили возрастание c по мере увеличения плотности глинистого грунта при практически постоянном значении угла φ . Л.И. Кульчицкий, Н.Ю. Коновалов и Ф.А. Габибов (1985) на одноплоскостном срезном приборе ВСВ-25 установили возрастание как c , так и φ по мере увеличения плотности грунта. Авторы этой работы, не ссылаясь на ранее выполненные в этой области работы, методику определения φ и c по ветви разгрузки компрессионной кривой представили как ими «рекомендуемую»!. В.Д. Казарновский (1985) выводы А.А. Ничипоровича называет парадоксальными, обусловленными испытанием образцов при различной плотности в **различных диапазонах** уплотняющего давления и ярко выраженной кривизной предельной линии $\tau_f = f(\sigma_z)$ в зоне малых напряжений.

Из изложенного выше следует, что нет единого мнения в вопросе об изменяемости угла трения φ в зависимости от изменяемости плотности (пористости) глинистого грунта, и поэтому он нуждается в дополнительном исследовании. Счевидно, что эти исследования должны быть выполнены по методике, позволяющей получение вполне достоверных экспериментальных данных. Такой методикой, на наш взгляд, является испытание кольцевых и сплошных образцов на кручение [60, 79].

Чтобы внести определенную ясность в рассматриваемый вопрос, автором книги, совместно с Т.Л. Петросяном (1989), осуществлено исследование сопротивления сдвигу глинистого грунта нарушенного сложения ($\rho_s = 2,64 \text{ г/см}^3$; $w_L = 0,31$; $w_p = 0,19$; $I_p = 0,12$) в различных состояниях плотности по методике ВНИИ гидротехники - Ничипоровича. Сплошные образцы диаметром 101 мм, высотой 24 мм испытаны на приборах кручения М-5 [79] как по ветви уплотнения, так и по ветви декомпрессии (разгрузки, набухания) компрессионной кривой (см.рис.130,б) с целью определения сопротивления грунта сдвигу в различных состояниях плотности. Образцы испытаны на сдвиг со скоростью приложения касательных напряжений 0,006 МПа в минуту.

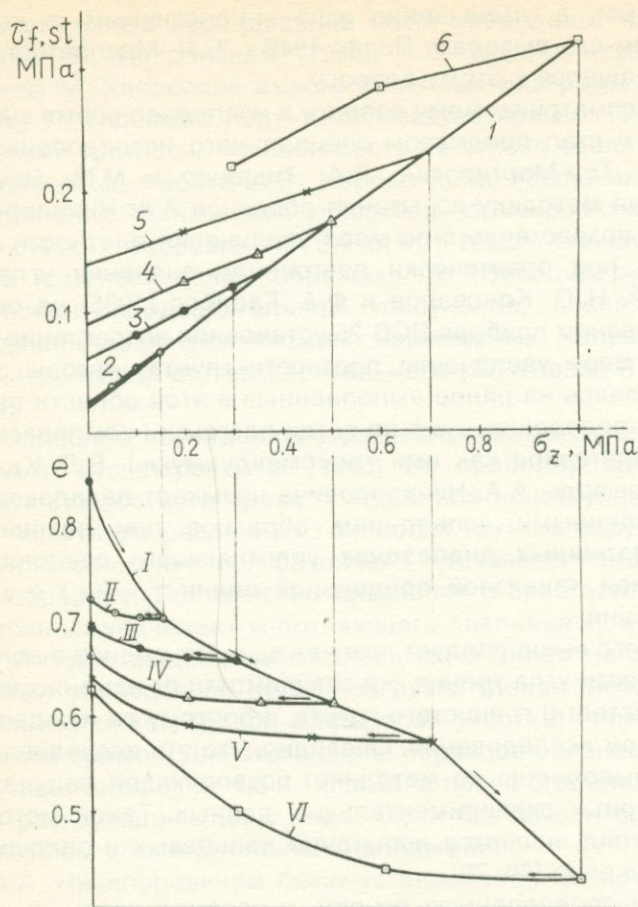


Рис.130. Диаграммы сопротивления сдвигу грунта 62-86 (а), определенные по ветви уплотнения (1) и разуплотнения (2-6) компрессионной кривой при предварительном уплотнении образцов под действием $\sigma_{z,f} = 0,15; 0,3; 0,5; 0,7; 1,0$ МПа соответственно и кривые декомпрессии (б).

В таблице 54 приведены средние значения начальной плотности ($\rho_{0,m}$), влажности ($w_{0,m}$), плотности скелета ($\rho_{d0,m}$) и коэффициента пористости ($e_{0,m}$) пяти серий образцов, предварительно уплотненных под действием пяти различных значений уплотняющего давления $\sigma_{z,f} = 0,15; 0,30; 0,50; 0,70; 1,0$ МПа, частично разгруженных

Результаты испытания пяти серий образцов глинистого грунта на сопротивление сдвигу

№№	ρ_s	$\rho_{o,m}$	$w_{o,m}$	$\rho_{do,m}$	e_o	$\sigma_{z,j}^n$	p	w	ρ_d	e	c	$\operatorname{tg}\varphi$	φ
пп	г/см ³	г/см ³		г/см ³		МПа	г/см ³		г/см ³		МПа		
1	2,64	1,851	0,30	1,426	0,851	0,15	1,930	0,260	1,530	0,703	0,0236	0,2870	16°
2						0,30	1,934	0,242	1,557	0,664	0,0615	0,1970	11°12'
3						0,50	1,965	0,240	1,585	0,614	0,0903	0,1633	9°15'
4						0,70	1,965	0,223	1,607	0,575	0,0399	0,1280	7°18'
5						1,00	1,983	0,223	1,621	0,431	-	0,090	5°12'

и испытанных на срез при практически одинаковых значениях плотности ρ (пористости e) и влажности w .

Диаграммы сопротивления сдвигу пяти состояний плотности-влажности образцов рассматриваемого грунта показаны на рис.130,а. На рис.130,б показаны компрессионные кривые с ветвями уплотнения и разуплотнения. Опытами установлено, что за исключением образцов, предварительно уплотненных под действием $\sigma_{z,f}=1,0$ МПа, во всех остальных случаях образцы каждой серии практически обладали одинаковыми физическими свойствами, поскольку возрастание коэффициента пористости грунта после разгрузки не превышало двух процентов. В то же время образцы, предварительно уплотненные под действием $\sigma_{z,f}=1,0$ МПа и разгруженные до 0,6 и 0,3 МПа, увеличили свою пористость соответственно на 2 и 14 %, что сказалось на виде диаграммы сопротивления грунта сдвигу (рис.130,а).

Совершенно очевидно, что при вычислении параметров сопротивления грунта сдвигу в указанном состоянии следует использовать только те опытные данные, которые получены испытанием образцов под действием $\sigma_z=0,6$ МПа.

Параметры сопротивления сдвигу пяти серий образцов, обладающие различными значениями пористости-влажности, приведены в табл.54. Результаты опытов говорят о том, что по мере увеличения плотности грунта имеет место возрастание величины сцепления c и значительное снижение угла трения φ (рис.131). Следовательно, полученные результаты полностью подтверждают правильность экспериментальных исследований А.А. Ничипоровича и др.

Полученные результаты не лишены физического смысла. Как справедливо отмечал А.А. Ничипорович, по мере уплотнения глинистого грунта до нулевой пористости имеет место существенное возрастание сцепления грунта за счет увеличения сил молекулярного притяжения частиц и уменьшения до нуля угла трения, наблюдаемого в сплошных твердых телах, например, в металлах. Небезынтересно отметить, что уменьшение угла φ до нуля для некоторых глинистых грунтов установлено Н.Н. Масловым [56, 57].

Нам представляется, что полученные А.А. Ничипоровичем и подтвержденные нами результаты справедливы для слабых нормально уплотненных глинистых грунтов, не обладающих существенной структурной прочностью, плотность которых под действием уплотняющих давлений подвергается значительному измене-

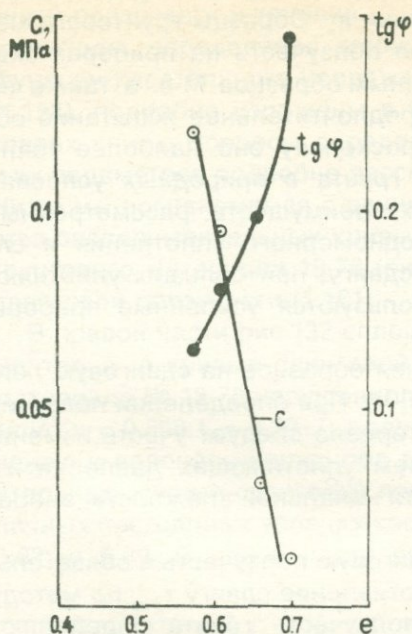


Рис.131. Кривые зависимостей $\text{tg} \varphi$ - e и c - e .

нию. При небольшом увеличении плотности грунта изменение φ не будет существенным, и им можно будет пренебрегать.

В случае испытания глинистых грунтов, обладающих прочными структурными связями, изложенная выше закономерность будет нарушаться за счет их структурных изменений под действием нормальных уплотняющих давлений. Как будет изменяться сопротивление грунта сдвигу - неизвестно. Для выяснения этого весьма интересного вопроса следует выполнить специальные исследования.

В заключение отметим, что диаграммы сопротивления сдвигу (рис.130,а), полученные испытанием предварительно уплотненных под действием $\sigma_{z,f} = 0,3; 0,5$ и $0,7$ МПа, и частично разгруженных образцов охватывают одинаковые интервалы нормальных напряжений. Из этого следует, что нельзя согласиться с изложенным выше мнением В.Д. Казарновского, высказанным по рассматриваемому здесь вопросу.

Сдвиговую ползучесть глинистого грунтового материала определяют как в состоянии оптимальной влажности и наибольшей

плотности, так и после их полного водонасыщения под действием заданного уплотняющего напряжения σ_z . Образцы грунтового материала испытывают на сдвиговую ползучесть на приборах скашивания [55,79] и кручения сплошных образцов М-5, а также на одноосное и трехосное сжатие. Предпочтительнее испытание образцов выполнять на кручение, поскольку оно наиболее точно моделирует процесс скашивания грунта в природных условиях и обладает рядом весьма важных преимуществ, рассмотренных в [79]. Причем, как и в случае одномерного уплотнения и определения сопротивления грунта сдвигу, при больших уплотняющих давлениях (до 3,0 МПа) используются усиленные приборы модели М-5.

Методы изготовления и испытания образцов на сдвиговую ползучесть обычные ([79], а также гл.II-V). При определении ползучих свойств глинистого грунтового материала следует учесть изменчивость этих свойств под действием уплотняющих давлений σ_z , а также температуры, изменчивости начальной влажности, вибрационных и других воздействий.

Перед испытанием грунта на сдвиговую ползучесть в обязательном порядке определяют его сопротивление сдвигу $\tau_{f,sl}$ по методу стандартного среза. Сдвиговую ползучесть грунта определяют в одном его начальном состоянии плотности-влажности путем испытания серии образцов-близнецов под действием как постоянных уровней касательного напряжения $\tau/\tau_{f,sl}$ (рис.17), так и при его возрастании степенями.

Экспериментальные кривые сдвиговой ползучести аппроксимируют как исходя из ее рассмотрения в качестве единой по соотношению вида (1.16), так и ее представлением в виде двух кривых - кривых затухающей деформации ползучести и течения (рис.6) по соотношению (1.20). Точно так же семейство экспериментальных кривых сдвиговой ползучести в одном случае (рис.22,а) аппроксимируют выражением (1.158), а при раздельном рассмотрении деформаций затухающей ползучести и течения (рис.22,б и 22,в) - по соотношениям (1.156) и (1.157). Чтобы учесть влияние σ_z и других факторов (температура, влажность, вибрационные и другие воздействия) на сдвиговую ползучесть глинистых грунтов через изменчивость их сопротивления сдвигу $\tau_{f,sl}=f(\sigma_z, T, w, \dots)$, для рассматриваемой цели автор пользуется обобщенным уравнением сдвиговой ползучести (1.161). При этом экспериментальные кривые сдвиговой ползучести могут быть аппроксимированы как

в целом, так и представлением в виде семейства кривых затухающей ползучести и течения.

Методы определения меры сдвиговой ползучести $\omega(t-\theta)$ и функции касательного напряжения $f_1(\tau)$, входящие в соотношение (1.158), подробно изложены в [79], а также во всех предыдущих главах книги. Вопросы определения входящих в (1.156) функций и их параметров подробно рассмотрены как в [79], так и в п.3 гл.IV. Ниже мы познакомимся с одним примером аппроксимации семейства экспериментальных кривых сдвиговой ползучести глинистого грунтового материала 18-78 (рис.132) по обобщенному уравнению сдвиговой ползучести (1.161).

В правой части рис.132 сплошными линиями показаны экспериментальные кривые сдвиговой ползучести глинистого грунтового материала № 18-78 нарушенного сложения ($\rho_d = 1,53 \text{ г/см}^3$; $\rho_s = 2,62 \text{ г/см}^3$; $w = 0,248$; $I_p = 0,2017$), подвергнутого предварительному уплотнению и водонасыщению под действием $\sigma_z = 0,7 \text{ МПа}$. Экспериментальные кривые сдвиговой ползучести определены при трех различных постоянных уровнях касательного напряжения $\tau/\tau_{f,sl} = 0,53$; 0,62; и 0,89. В левой части рис.132 сплошной линией показана

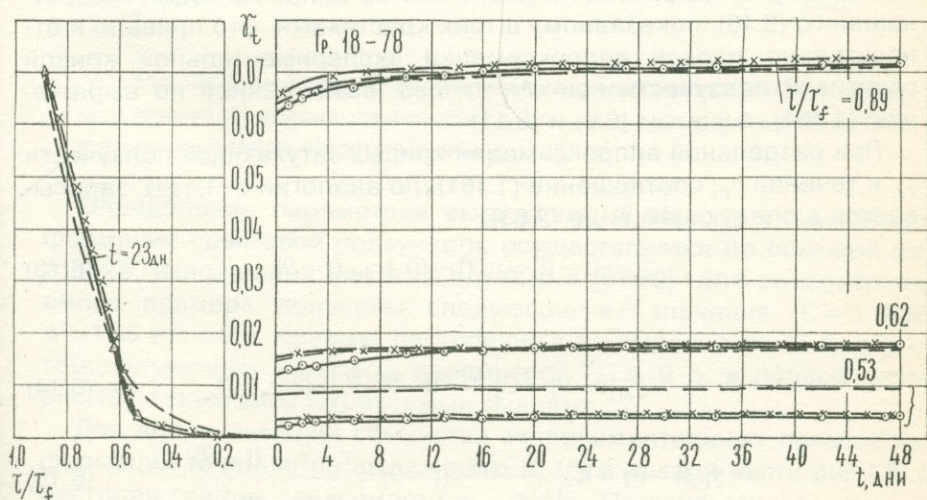


Рис.132. Семейство экспериментальных кривых сдвиговой ползучести $\tau_i - t$ и зависимости $\tau_i - \tau/\tau_{f,sl}$ (сплошные линии) и их аппроксимация по выражению (1.161) с учетом (6.9) и (6.11) (штриховые линии) и с учетом (6.10) и (6.12) (штрих-крестики). $\sigma_z = 0,7 \text{ МПа}$.

экспериментальная кривая зависимости $\gamma_t - \tau/\tau_{f,st}$ для одного фиксированного момента времени $t = 23$ дня. Кривая $\gamma_t - \tau/\tau_{f,st}$ аппроксимирована двумя различными соотношениями, и получены две функции уровня касательного напряжения видов:

$$f_I(\tau/\tau_{f,st}) = (\tau/\tau_{f,st})^{3,9}, \quad (6.9)$$

$$f_{II}(\tau/\tau_{f,st}) = -2,4(\tau/\tau_{f,st}) + 3,4(\tau/\tau_{f,st})^{1,5}. \quad (6.10)$$

Из аппроксимаций экспериментальных кривых сдвиговой ползучести с учетом (6.9) и (6.10) соответственно получены две различные меры ползучести деформаций сдвига в виде степенных соотношений:

$$\omega_I(t - \theta) = 0,0331 \cdot (t - \theta)^{0,07}, \quad (6.11)$$

$$\omega_{II}(t - \theta) = 0,0931 \cdot (t - \theta)^{0,023}. \quad (6.12)$$

Кривые сдвиговой ползучести, построенные по выражению (1.137) в правой части рис.132, показаны соответственно штриховыми линиями и штрих-крестиками.

Как видно в левой части рис.132, аппроксимация экспериментальной кривой $\gamma_t - \tau/\tau_{f,st}$, выполненная по выражению (6.9), несколько хуже (штриховая линия), чем ее аппроксимация по соотношению (6.10), показанному штрих-крестиками. Это привело к относительно плохой аппроксимации экспериментальной кривой сдвиговой ползучести при $\tau/\tau_{f,st} = 0,53$, выполненной по выражению (1.161), с учетом (6.9) и (6.11).

При раздельной аппроксимации кривых затухающей ползучести γ_{dt} и течения γ_{vt} соотношение (1.161), по аналогии с (1.154), записывается в следующем виде (2.63):

$$\gamma_t(t - \theta) = \gamma_{dt}(t - \theta) + \gamma_{vt}(t - \theta), \quad (6.13)$$

где

$$\gamma_{dt}(t - \theta) = C \left[1 - e^{-\Delta(t - \theta)} \right] \cdot (\tau/\tau_{f,st})^n, \quad (6.14)$$

$$\gamma_{vt}(t - \theta) = K_{\gamma_{vt}} \frac{\tau - \tau_{yp}}{\tau_{f,st}} \cdot (t - \theta) = \frac{\tau - \tau_{yp}}{\tau_{f,st}} \cdot \frac{(t - \theta)}{\eta_{vt,0}}. \quad (6.15)$$

Для определения параметров, входящих в (6.14) и (6.15), семейство экспериментальных кривых сдвиговой ползучести (рис.132) представлено в виде семейств кривых затухающей ползучести (рис.133,а) и течения (рис.133,б), показанных в правых частях приведенных графиков в виде сплошных линий.

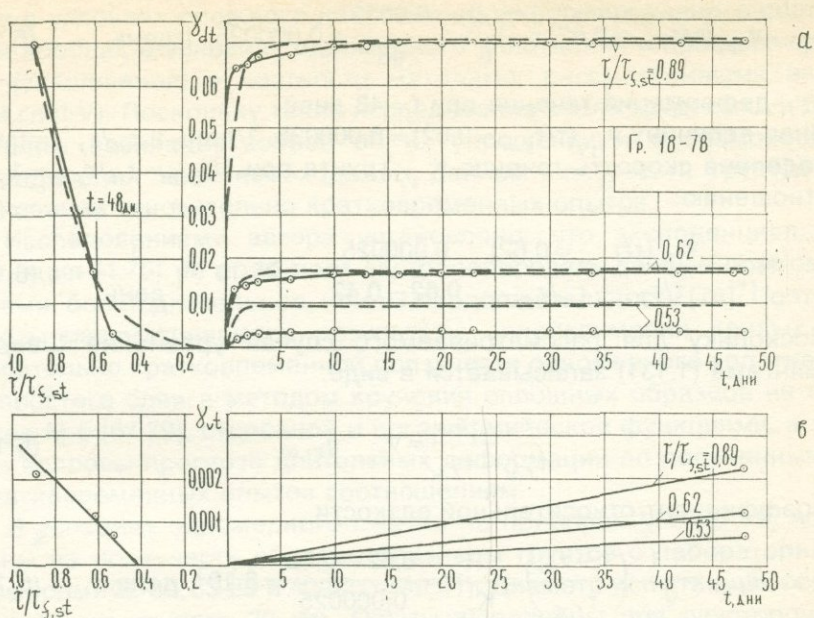


Рис.133. Семейства экспериментальных кривых затухающей ползучести (а) и течения (б), кривые зависимости $\gamma_{dt} - \tau/\tau_{f,st}$ и $\gamma_{vt} - \tau/\tau_{f,st}$ (сплошные линии) и их аппроксимация (штриховые линии) по (6.14).

Определение параметров выражения (6.14) - затухающей деформации сдвиговой ползучести, осуществляется по обычной методике, изложенной как в гл.II, так и в [67,79]. Для рассматриваемого примера получены следующие их значения: $C=0,1097$; $\Delta=1,45$ и $n=3,9$. Кривые, построенные по выражению (6.4), с учетом полученных из опыта параметров C , Δ и n , в правой части рис.133,а показаны штриховыми линиями.

Для аппроксимации семейства экспериментальных прямых деформаций течения, по выражению (6.15) в правой части рис.133,б построен график зависимости $\gamma_{vt} - \tau/\tau_{f,st}$. По пересечению прямой этой зависимости с осью абсцисс - $\tau/\tau_{f,st}$ определено значение уровня порога течения $\tau_{yp}/\tau_{f,st}=0,42$ - уровня касательного напряжения, выше которого сдвиговая ползучесть переходит в течение.

Далее определена скорость течения деформации сдвига для уровня касательного напряжения $\tau/\tau_{f,st}=0,62$ (рис.133,б):

$$v_{\dot{\gamma}_{VI}}(\tau/\tau_{f,sl}=0,62) = \frac{\dot{\gamma}_{VI}(t)}{t} = \frac{0,0012}{48} = 0,000025, \text{ 1/день}, \quad (6.16)$$

где $\dot{\gamma}_{VI}$ -деформация течения при $t=48$ дней.

Зная величину $v_{\dot{\gamma}_{VI}}(\tau/\tau_{f,sl}=0,62)=0,000025, \text{ 1/день}$ и $\tau_{yp}/\tau_{f,sl}=0,42$, определена скорость течения $K_{\dot{\gamma}_{VI}}$ грунта при $\tau/\tau_{f,sl} - \tau_{yp}/\tau_{f,sl} = 1$ по соотношению:

$$K_{\dot{\gamma}_{VI}} = \frac{v_{\dot{\gamma}_{VI}}(\tau/\tau_{f,sl}=0,62)}{\tau/\tau_{f,sl} - \tau_{yp}/\tau_{f,sl}} = \frac{0,000025}{0,62 - 0,42} = 1,25 \cdot 10^{-4}, \frac{1}{\text{день}}. \quad (6.17)$$

Поскольку для рассматриваемого случая уравнение Шведова-Бингама (1.131) записывается в виде:

$$\frac{\tau}{\tau_{f,sl}} - \frac{\tau_{yp}}{\tau_{f,sl}} = v_{\dot{\gamma}_{VI}} \cdot \eta_{VI,0}, \quad (6.18)$$

то коэффициент относительной вязкости

$$\eta_{VI,0} = \frac{1}{v_{\dot{\gamma}_{VI}}} \left(\frac{\tau - \tau_{yp}}{\tau_{f,sl}} \right) = \frac{1}{K_{\dot{\gamma}_{VI}}} = \frac{0,62 - 0,42}{0,000025} = 8 \cdot 10^3, \text{ день}. \quad (6.19)$$

Тогда коэффициент Бингамовской вязкости η_{VI} определяется по выражению:

$$\begin{aligned} \eta_{VI} &= \eta_{VI,0} \cdot \tau_{f,sl} = 8 \cdot 10^3 \cdot 0,258 = 2,064 \cdot 10^3 \text{ МПа.день} = \\ &= 1,78 \cdot 10^8 \text{ МПа.с} = 1,78 \cdot 10^{15} \text{ Пуаз}, \end{aligned} \quad (6.20)$$

где $\tau_{f,sl}=0,258 \text{ МПа}$.

В заключение еще раз отметим, что, как мера ползучести $\omega(t-0)$, определяемая при $\tau/\tau_{f,sl}=1$, так и скорость течения при $(\tau/\tau_{f,sl} - \tau_{yp}/\tau_{f,sl})=1$ являются фиктивными и предназначены только для определения деформаций затухающей ползучести и течения при $\tau/\tau_{f,sl} < 1$.

П.5. Прогноз длительных деформаций глинистых грунтов по данным кратковременных опытов

Для решения проблем прогноза как длительных деформаций оснований фундаментов зданий и сооружений, сооружений, возводимых из грунтовых материалов, так и деформаций склонов и откосов следует знать ползучие свойства грунтов. Эти свойства, как

известно, определяют из длительных испытаний образцов-близнецов в условиях сложного напряженно-деформированного состояния вообще, в условиях одномерного уплотнения и простого сдвига (скашивания) в частности методами, рассмотренными выше (см. гл. II-V). Поскольку такие исследования очень трудоемки и длительны, возникает вопрос об их упрощении и о возможности определения всех необходимых данных ползучести грунтов на основании относительно кратковременных опытов.

Исследованиями автора установлено, что экспоненциальная функция (1.75) не позволяет экстраполировать данные опытов на время, более длительное, чем их продолжительность [76]. Поэтому здесь рассматриваются результаты аппроксимации кривых относительно кратковременной ползучести одномерного уплотнения и простого сдвига методом кручения сплошных образцов на приборе М-5 [67,79], степенной и логарифмической функциями, а также вопросы прогноза длительных деформаций по полученным из кратковременных опытов соотношениям.

В условиях одномерного сжатия на приборах М-2 [67,79] испытаны на ползучесть образцы-близнецы грунтов с лабораторными номерами 32-80, 33-80 и 40-82 (табл.31). Диаметр испытанных образцов 70 мм, высота 20 мм. Опыты выполнены при двустороннем оттоке поровой воды. Повторность опытов первых двух грунтов шестикратная, а третьего грунта - одиннадцатикратная. Уплотняющее напряжение σ_1 ступенями доведено соответственно до 0,6; 0,55 и 0,25 МПа. Продолжительность первого этапа испытания образцов-близнецов составляла соответственно 110, 123 и 41 день [76].

На основании данных первого этапа испытаний образцов-близнецов получены следующие степенные соотношения для деформаций одномерного уплотнения скелета грунтов:

$$\varepsilon_{cl} = 0,0083 t^{0,0766} (10\sigma_1), \quad (6.21)$$

$$\varepsilon_{cl} = 0,0067 t^{0,1107} (10\sigma_1)^{0,78875}, \quad (6.22)$$

$$\varepsilon_{cl} = 0,00512 t^{0,122} (10\sigma_1). \quad (6.23)$$

В качестве примера в правой части рис.134 приведена экспериментальная кривая первого этапа ползучести грунта 40-82, полученная испытанием образцов-близнецов при ступенчатом росте нормальных напряжений, кривые ползучести, построенные по соотношению (6.23) для различных значений постоянного напряже-

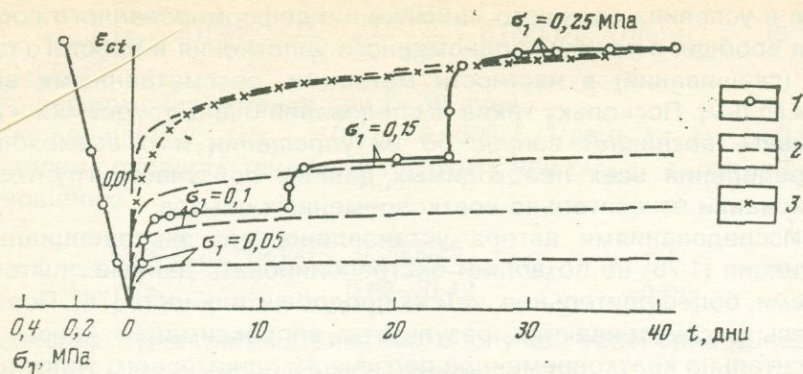


Рис.134. Экспериментальные кривые ползучести и зависимости $\sigma_1 - \epsilon_{ct}$, определенные при уплотнении грунта 40-82 и расчетные кривые:

1-экспериментальные кривые; 2-степенная аппроксимация (для различных постоянных напряжений); 3-логарифмическая аппроксимация.

ния, а также кривая ползучести при $\sigma_1 = 0,25$ МПа, построенная логарифмической зависимостью

$$\epsilon_{ct} = 0,01121 + 0,005512 \lg t. \quad (6.24)$$

В правой части того же рисунка сплошной линией показана кривая зависимости «напряжение-деформация» одномерного уплотнения, построенная на основании экспериментальной кривой ползучести.

В целях определения возможности прогноза длительных деформаций одномерного уплотнения по данным относительно кратковременных опытов описанные выше эксперименты после определения соотношений (6.21) - (6.24) были продолжены соответственно до 321, 329 и 502 дней. Осуществлено сопоставление экспериментальных данных об одномерном уплотнении испытанных грунтов на этом втором этапе наблюдений при конечных значениях нормальных напряжений σ_1 соответственно 0,6; 0,55 и 0,25 МПа с данными, вычисленными по соотношениям (6.21) - (6.24). Результаты этих вычислений приведены в табл.55. Они свидетельствуют о том, что отношения экспериментальных значений деформаций ползучести $\epsilon_{ct, \text{эксп}}$ к значениям $\epsilon_{ct, \text{выч}}$, вычисленным по соотношениям (6.21) и (6.22), практически постоянны для всей продолжительности испытания грунтов №№ 32-80 и 33-80. Это говорит о том, что

точность приближения экспериментальных данных к данным, вычисленным по полученным из кратковременных опытов соотношениям, практически постоянна для всего второго этапа наблюдений. Несколько хуже обстоит дело с грунтом № 40-82. В этом случае в течение второго этапа деформирования расхождение между экспериментальными данными и результатами вычислений по соотношению (6.23) составляет 18 %, а в случае аппроксимации

Таблица 55

Сопоставление опытных и расчетных данных о деформациях
грунтов при компрессии

t, дни	$\epsilon_{cl, \text{эксп}}$	$\epsilon_{cl, \text{выч}}$	$\epsilon_{cl, \text{эксп}} / \epsilon_{cl, \text{выч}}$
Грунт №32-80			
110	0,0600	0,0714	0,840
115	0,0629	0,0716	0,878
144	0,0654	0,0729	0,897
171	0,0660	0,0738	0,894
194	0,0663	0,0745	0,889
225	0,0668	0,0761	0,878
321	0,0669	0,0775	0,863
Грунт № 33-80			
123	0,0406	0,0439	0,925
152	0,0422	0,0449	0,942
202	0,0429	0,0464	0,925
263	0,0451	0,0477	0,904
329	0,0433	0,0489	0,885
Грунт № 40-82			
41	0,0201	0,0201(0,0201)	1,00(1,00)
94	0,0209	0,0223(0,0221)	0,94(0,95)
138	0,0215	0,0233(0,0230)	0,92(0,93)
250	0,0223	0,0251(0,0244)	0,89(0,91)
375	0,0224	0,0264(0,0254)	0,85(0,88)
502	0,0225	0,0273(0,0261)	0,82(0,86)

Примечание. Величины $\epsilon_{cl, \text{выч}}$ вычислены по соответствующим формулам (6.21)-(6.23), а для грунта № 40-82-также по формуле (6.24) (приведены в скобках).

экспериментальной кривой ползучести логарифмической зависимостью (6.24)-14 %. Это обстоятельство, по-видимому, обусловлено небольшой продолжительностью первого этапа испытаний образцов (41 день) по сравнению с испытаниями первых двух грунтов при продолжительности всего эксперимента 502 дня.

Если учесть, что разброс опытных данных, полученных при испытании 11 образцов грунта № 40-82, составляет $\pm 12,5 \%$ и мало отличается от точности предсказания деформаций по соотношениям (6.23) и (6.24), то можно с достаточным основанием отметить, что полученные из относительно кратковременных опытов данные о ползучести одномерного уплотнения глинистых грунтов могут быть использованы для прогноза более длительных деформаций, чем продолжительность эксперимента. Следует также отметить, что точность предсказания деформаций ползучести второго этапа наблюдений логарифмической зависимостью (6.24) несколько выше точности степенного соотношения (6.23). Совершенно ясно, что точность экстраполяции кратковременных экспериментальных данных можно существенно повысить увеличением длительности первого этапа испытания образцов-близнецов и более точной аппроксимацией экспериментальных кривых ползучести.

Для определения возможности экстраполяции данных кратковременных опытов на длительное время, полученных при простом сдвиге автором, совместно с Г.Р. Шахназаряном [78], испытаны на ползучесть грунты №№ 41-82 и 42-82,а (табл.31) по методу кручения сплошных образцов на приборах М-5 [74,79]. Размеры образцов: диаметр 101 мм, высота 24 мм. Предварительно определены сопротивления сдвигу грунтов по стандартной методике (ГОСТ 12248-66) под действием трех различных по величине уплотняющих давлений (σ_z) -0,25; 0,35 и 0,5 МПа. Образцы испытаны на сдвиг после полного водонасыщения и стабилизации деформаций уплотнения. Продолжительность предварительного уплотнения составила 40 дней. Сдвиговая ползучесть образцов грунтов определена при $\sigma_z = 0,5$ МПа.

В качестве примера в правой части рис.135 сплошной линией показана экспериментальная кривая ползучести грунта № 41-82, которая, как и при одномерном уплотнении, определена по методу ступенчатого роста уровня касательного напряжения $\tau/\tau_{f,st}$ (τ -касательное напряжение, $\tau_{f,st}$ -стандартное сопротивление сдвигу). В левой части того же графика показана кривая зависимости «уровень касательного напряжения-относительная деформация простого сдвига (ϵ'_t)», построенная на основании эксперименталь-

ной кривой ползучести и аппроксимации этой зависимости соотношением $\gamma_t = 0,0476(\tau/\tau_{f,st})^{2,131}$.

Определение меры ползучести простого сдвига $\omega(t)$ и построение кривых ползучести для различных уровней касательного напряжения грунта № 41-82 осуществлено дважды. В одном случае для получения выражения ползучести использована аппроксимация участка кривой, определенного при $\tau/\tau_{f,st} = 0,57$, а во втором случае - при $\tau/\tau_{f,st} = 0,845$ (рис.135).

Получены следующие соотношения для ползучести простого сдвига:

$$\gamma_t = \omega(t)f_1(\tau/\tau_{f,st}) = 0,0191 t^{0,2268} \cdot (\tau/\tau_{f,st})^{2,131}, \quad (6.25)$$

$$\gamma_t = 0,02183 t^{0,17378} (\tau/\tau_{f,st})^{2,131}. \quad (6.26)$$

Кривые ползучести для разных уровней касательного напряжения, построенные по соотношениям (6.25) и (6.26), показаны на рис.135.

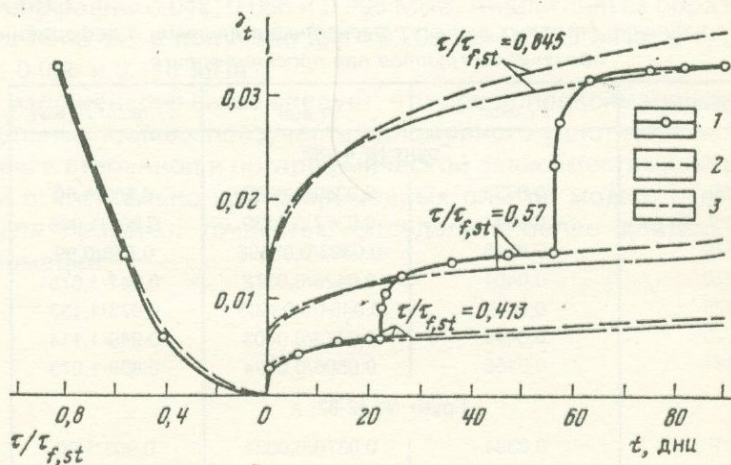


Рис.135. Экспериментальные кривые сдвиговой ползучести и зависимости $\gamma_t - \tau/\tau_{f,st}$ грунта 41-82 и расчетные кривые. $\sigma_z = 0,5$ МПа.

1-экспериментальные кривые; 2-аппроксимация по формуле (6.25); 3-аппроксимация по формуле (6.26).

Аналогичным образом для грунта № 42-82,а (повторность опыта трехкратная) получены следующие соотношения деформации ползучести простого сдвига:

$$\gamma_t = 0,021 t^{0,2254} (\tau/\tau_{f,st})^{1,5}, \quad (6.27)$$

$$\gamma_t = 0,0203 (\tau/\tau_{f,st})^{1,5} t^{0,208}. \quad (6.28)$$

Для определения (6.27) использована аппроксимация участка экспериментальной кривой ползучести $\tau/\tau_{f,st} = 0,504$, а для (6.28) - при $\tau/\tau_{f,st} = 0,769$.

С целью проверки возможности экстраполяции полученных из относительно кратковременных опытов данных на длительное время, по аналогии со случаем одномерного уплотнения, после определения соотношений (6.25) - (6.28) опыты были продолжены соответственно до 361 и 314 дней. Осуществлено сопоставление экспериментальных данных второго этапа испытания образцов-близнецов с данными, вычисленными по соотношениям (6.25), (6.26) и (6.27), (6.28) для конечных значений уровней касательного напряжения $\tau/\tau_{f,st} = 0,845$ (грунт № 41-82) и $\tau/\tau_{f,st} = 0,769$ (грунт № 42-82,а) (табл.56).

Таблица 56

Сопоставление опытных данных с расчетными данными о деформациях ползучести грунтов при простом сдвиге

t, дни	$\gamma_{t, \text{эксп}}$	$\gamma_{t, \text{выч}}$	$\gamma_{t, \text{эксп}}/\gamma_{t, \text{выч}}$
Грунт № 41-82			
90	0,0333	0,0369/0,0333	0,902/1,00
99	0,0341	0,0377/0,0339	0,904/1,006
119	0,0345	0,0393/0,03496	0,878/0,99
170	0,0401	0,0426/0,0372	0,941/1,078
225	0,0442	0,0454/0,03905	0,973/1,133
270	0,0449	0,0473/0,0403	0,949/1,114
361	0,0455	0,0506/0,0424	0,899/1,073
Грунт № 42-82, а			
72	0,0334	0,0370/0,0334	0,903/1,00
111	0,0354	0,0410/0,0364	0,863/0,97
134	0,0374	0,0427/0,0379	0,876/0,99
210	0,0389	0,0473/0,0416	0,822/0,94
263	0,0393	0,0497/0,0436	0,790/0,90
314	0,0394	0,0517/0,0452	0,763/0,87

Примечание. Величины $\gamma_{t, \text{выч}}$ рассчитаны для грунта №41-82 по формуле (6.25) (числитель) и (6.26) (знаменатель), а для грунта №42-82,а — по формулам (6.27) (числитель) и (6.28) (знаменатель).

Из сопоставления полученных результатов видно, что независимо от того, по какому участку экспериментальной кривой определены уравнения ползучести простого сдвига, точность приближения опытных данных на втором этапе наблюдений результатами вычислений по полученным соотношениям изменяется мало и находится в пределах разброса этих данных.

Приведенные выше результаты испытаний сдвиговой ползучести грунтов получены при одном значении уплотняющего давления $\sigma_z = 0,5$ МПа. Поскольку эти деформации, как и сопротивление сдвигу глинистых грунтов, существенно зависят от их состояния плотности-влажности, обусловленного величиной и длительностью действия σ_z , то для получения обобщенного уравнения сдвиговой ползучести (1.161) следует в (6.25)-(6.28) вместо $\tau_{f,sl}$ записать его выражение (1.145). По отмеченному выше методу стандартного сдвига (среза) получены следующие, входящие в (1.145), параметры сопротивления сдвигу для грунта № 42-82: $\operatorname{tg} \varphi = 0,202$, $c \cong 0$, а сопротивления сдвигу при σ_z , равном 0,25; 0,35 и 0,5 МПа соответственно равны 0,048; 0,066 и 0,098 МПа. Аналогичным образом для грунта № 42-82, а получено $\operatorname{tg} \varphi = 0,209$, $c = 0,0123$ МПа, а $\tau_{f,sl}$ равно 0,066; 0,088 и 0,116 МПа.

Из изложенного выше следует, что при аппроксимации экспериментальных кривых ползучести одномерного уплотнения и простого сдвига степенной и логарифмической зависимостями по результатам относительно кратковременных опытов можно с достаточной для практики точностью определить более длительные их деформации.

ПРИМЕРЫ ПРОЯВЛЕНИЯ РЕОЛОГИЧЕСКИХ СВОЙСТВ ГЛИНИСТЫХ ГРУНТОВ В ПРИРОДНЫХ УСЛОВИЯХ

П.1. Длительные деформации инженерных сооружений

Глинистые грунты, как было отмечено выше, обладают всеми реологическими свойствами вообще, ползучестью в частности. Среди рассмотренных выше реологических свойств ползучесть-длительная деформация глинистых грунтов является наиболее характерной, ярко выраженной и легко наблюдаемой в натуре. Весьма наглядным является также исчерпание прочности этих грунтов, что проявляется в виде развития чрезмерно больших деформаций и нарушения сплошности материала.

Несмотря на то, что с явлением ползучести глинистых грунтов человек был знаком с незапамятных времен по визуальным наблюдениям за разного рода деформациями (осадками, подвижками, кренами) древних построек и природных склонов, оно стало предметом научного исследования в последнем столетии в связи с бурным развитием строительства вообще, транспортного и гидротехнического в особенности. 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 (медленного протекания деформаций) глинистых грунтов одним из первых обратил внимание и указал на необходимость его учета В. Карлович в 1869 г. в книге «Основания и фундаменты», а И.В. Мушкетов в конце прошлого века отметил проявление оползней берегов Волги лишь по истечении года с момента начала сползания. В дальнейшем [67,79] исследование длительных деформаций глинистых грунтов стало одним из важнейших проблем механики грунтов.

Ползучесть глинистых грунтов в природе проявляется в виде длительных осадок, кренов и горизонтальных подвижек сооружений, фундированных 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 неравномерная осадка

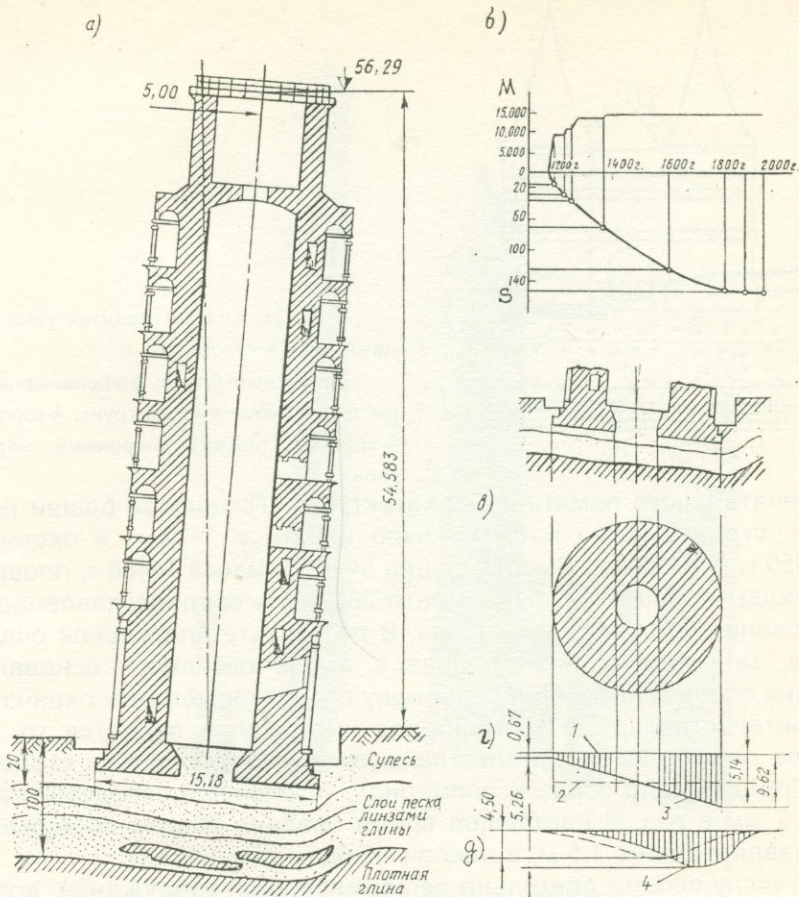


Рис.136. Пизанская башня (Италия):

а - разрез башни и геологическое строение основания ее фундамента;
 б - ход осадки s (в см.) и изменения нагрузки M (в тоннах на основание фундамента);
 в - форма фундамента и эпюры давления под подошвой фундамента (r) и на глубине 8 м (d)

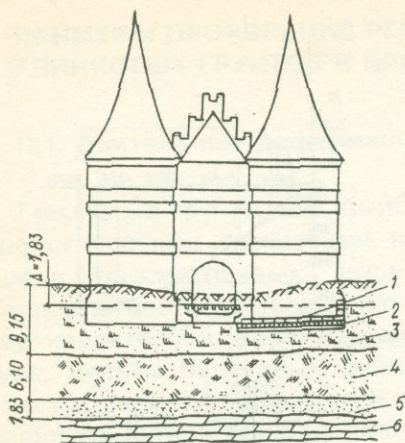


Рис.137. Осадка архитектурного памятника в г.Любеке:

1-гранитные блоки; 2-бревенчатый ростверк; 3-болотистый грунт; 4-торф; 5-аллювий (песок); 6-прочный мергель.

замечательного памятника архитектуры - Пизанской башни (Италия), строительство которой было начато в 1174 г. и окончено в 1350 г. (рис.136,а). Высота башни 54,58 м, масса 14486 т, площадь подошвы кольцевого фундамента 280 м^2 , а среднее давление на основание 0,514 МПа (рис.136,г). 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 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 м, а наклон - 5,58 м (рис.136,а,б).

К числу весьма длительно деформируемых сооружений, возведенных на слабых водонасыщенных глинистых грунтах, относится осадок памятника архитектуры в Любеке (Кеглер-Шейдинг, 1938), возведенного в 1464-1478 гг. на 15-метровой толще болотистых отложений и торфа (рис.137). За 500 лет осадка сооружения, которая продолжается и в настоящее время, достигла величины 180 см [58].

Интересным примером длительной неравномерной осадки и наклона сооружений может служить башня высотой 45 м в г. Болонье (рис.138). Н.Н. Маслов [58] отмечал, что причину этого явления следует искать в более высокой нагрузке, допущенной на основании и неравномерном залегании слабых разностей глинистых

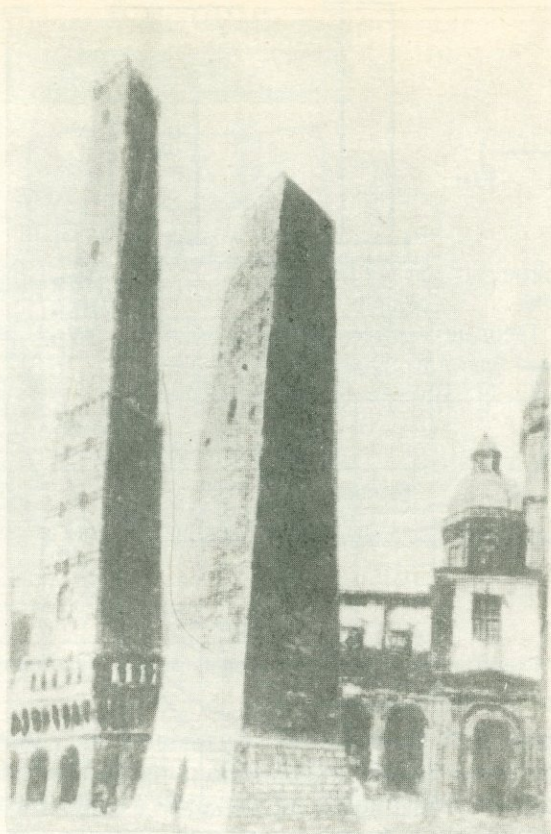


Рис.138. Наклон башни в г.Болонье.

грунтов. Примером длительной равномерной осадки может служить здание Аудиториума в Чикаго, включающее театр, гостиницу и конторы, состоящее из 10-этажного корпуса и башни в 19 этажей (рис.139) [4]. Здание, построенное в 1887-1890 г.г. и фундированное на нормально уплотненных чикагских глинах, за 30 месяцев своего существования осело на 229 мм, через пять лет - на 458 мм, а через пятьдесят лет - на 610 мм. Осадка практически стабилизировалась через 50 лет после завершения строительства здания. Сопоставление фактической осадки во времени с расчетной, выполненное Скемптоном, Пеком и Макдональдом в 1955 г., показало хорошую их сходимость.

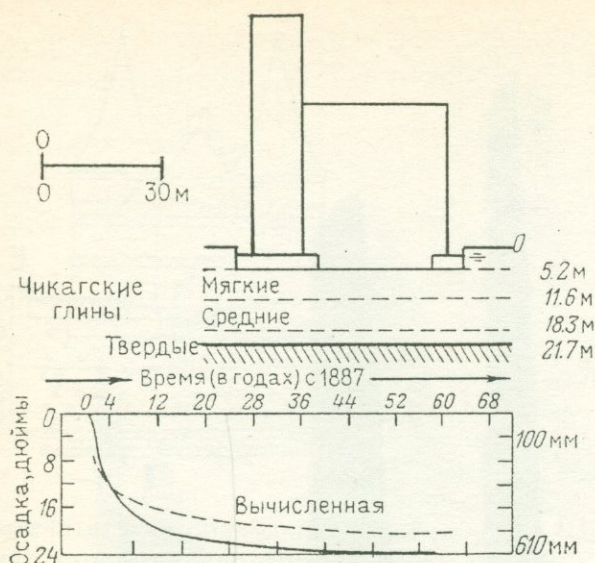


Рис.139. Схематический разрез и график осадки аудиториума в г. Чикаго (Скемптон и др., 1955 г.).

К.Е. Егоров, Б.П. Попов и П.Г. Кузьмин (1957), А.А. Ничипорович и Т.И. Цыбульник (1961) в докладах, представленных на V и VI международных конгрессы по механике грунтов и фундаментостроению, приводили много примеров длительных осадок высотных зданий г. Москвы и гидротехнических сооружений (шлюзов, водосбросов, плотин и зданий ГЭС). На рис.140 приведены геологические разрезы оснований, план высотного здания (г. Москва) и кривые роста во времени его деформаций.

Весьма наглядным примером проявления больших просадочных деформаций, ставших причиной разрушения жилого здания, является деформация жилого дома (г. Ереван), фундированного на «белоземах» - структурно-неустойчивых просадочных грунтах (рис.141). Причиной больших и достаточно длительных деформаций явилось просачивание в основание фундаментов здания дождевых и канализационных вод, что привело к практически полной потере прочности этих весьма чувствительных к воздействию воды грунтов.

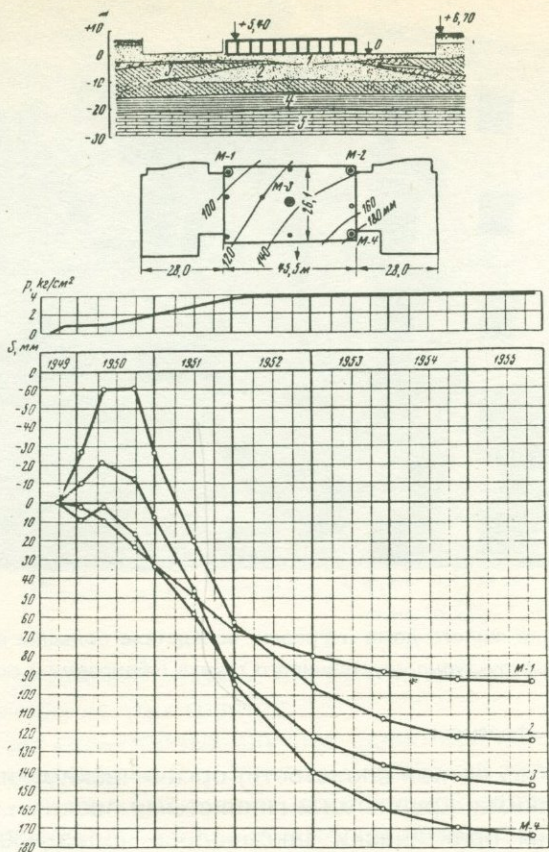


Рис. 140. Геологический разрез основания фундамента, план высотного здания (г. Москва), кривые роста во времени давления на подошву фундамента и его деформации.

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

С этой точки зрения представляют большой интерес осадки грунтовой плотины Фресно (США, Калифорния) [4], основание



Рис.141. Разрушение жилого дома (г.Ереван) вследствие больших просадочных деформаций структурно-неустойчивого грунта («белозема») основания фундамента.

а - общий вид; б - фрагмент

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 м в день. За четырнадцать лет эксплуатации (1938-1953) осадка плотины Фресно достигла 2,5 м. Не менее интересна длительная деформация ядра каменноземляной плотины Чарвакской ГЭС высотой 168 м, описанная М.Н. Ледневым и Д.А. Жигаревым (1978). Максимальная строительная осадка ядра плотины достигла 8,4 м, а скального основания - 0,06-0,09 м. В заключительный период строительства наблюдалось дальнейшее нарастание поперечного расширения ядра и боковых призм, а также общее смещение ядра (на 0,9 м) и низовой призмы в сторону нижнего бьефа под давлением воды.

Представление о характере деформаций длительного сдвига глинистых грунтов дают результаты наблюдений за смещениями

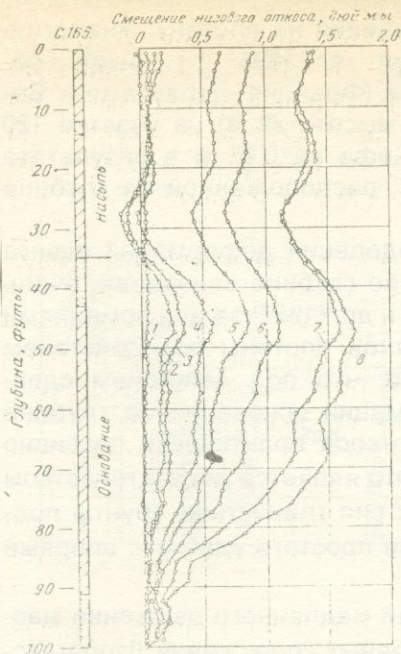


Рис.142. Графики смещения низового откоса земляной плотины (Петерсон и др., 1957 г.). Движение от начальной позиции (ноябрь, 1955 г.).

1-декабрь 2, 1955 г.; 2-май 16, 1956 г.;
3-май 22, 1956 г.; 4-май 30, 1956 г.;
5-июнь 4, 1956 г.; 6-июнь 11, 1956 г.;
7-июнь 18, 1956 г.; 8-июль 11, 1956 г.

их в естественных склонах, откосах выемок, а также сооружений, возведенных из этих грунтов.

Один из характерных случаев сдвиговой ползучести глинистых грунтов рассмотрен Н.Н. Масловым (1936) на примере горизонтального смещения каменной гравитационной плотины Гробуа (Франция, Бургундия), основание которой (длина 550 м, высота 28,3 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 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. Аналогичные деформации (до разрушения в 1895 г.) были обнаружены у каменной плотины Бузей (Франция, департамент Вогез), 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 трех метров от ее подошвы.

Для выяснения характера распределения деформаций сдвига - горизонтального смещения грунта по глубине основания, очень интересны наблюдения Р. Петерсона и др. (1957) за деформациями низового откоса и основания земляной плотины под действием напора воды (рис.142). 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 описанному Г.И. Покровским в 1933 г.

Очень интересным является случай медленного движения массива грунта по склону, в сторону головных сооружений Дзорагетской ГЭС (Армения), исследованный Г.М. Ломизе в 1945 г. Шестидесятиметровая толща, залегающая на элювии третичных пелитовых туфов, перемещалась со скоростью 2 см в год (рис.143). В результате головные сооружения ГЭС были сильно деформированы. Ликвидация создавшегося положения для дальнейшей нормальной эксплуатации ГЭС потребовала выполнить сложные и дорогостоящие работы. Сопоставляя угол внутреннего трения породы (14°) с углом наклона подстилающей поверхности ($8^{\circ}30'$), Н.Н. Маслов (1955) пришел к выводу, что рассматриваемый случай является ярким примером проявления пластического течения масс грунта.

Интересным примером медленного смещения, обусловленного реологическими свойствами глинистых грунтов основания, служит деформация фронтальной стенки напорного бассейна Фархадской ГЭС (рис.144), величина которой с 1950 по 1958 г. достигла ~ 50 см. Напорный бассейн ГЭС расположен на мощной толще лессовидных суглинков у бровки относительно крутого откоса (1:2 - 1:2,5) высотой до 25 м (Н.Н. Маслов, 1984 г.). Давление на грунт в подошве стенки составляло $3,4 \cdot 10^5$ Па. После заполнения напорного

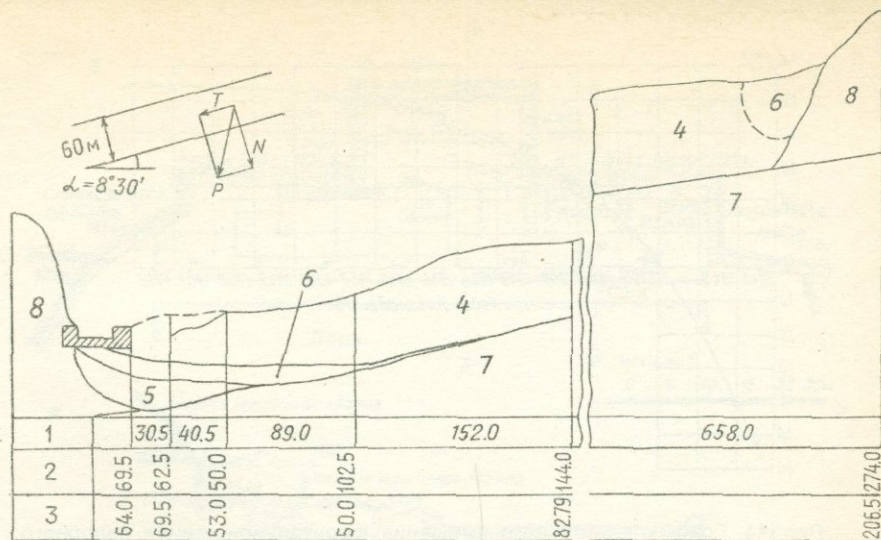


Рис. 143. Геологический разрез левого берега головных сооружений Дзора-ГЭС (Армения):

1-расстояние между скважинами; 2-отметки рельефа; 3-отметки кровли глинистого пласта; 4-глыбовый андезито-дацит; 5-галечно-гравелистый аллювий; 6-глинистый пласт; 7-пелитовые туфы в коренном залегании; 8-андезито-дациты в коренном залегании.

бассейна в стенке были обнаружены трещины, которые достигли угрожающих размеров. Было установлено наклонение стенки сначала в сторону верхнего бьефа, а затем в сторону нижнего бьефа. Стена смещалась со скоростью 2 см в год.

В рассматриваемом случае представляет большой интерес смещение подпорной стенки, поддерживающей откос в толще девонских глин в районе Босфора [131]. Смещение этой подпорной стенки происходило со скоростью 1 мм в сутки через два года после завершения строительства. Причиной этого считалось снижение во времени прочности девонских глин (рис. 145).

Примеров длительных, медленно протекающих деформаций глинистых грунтов в основаниях, на естественных склонах

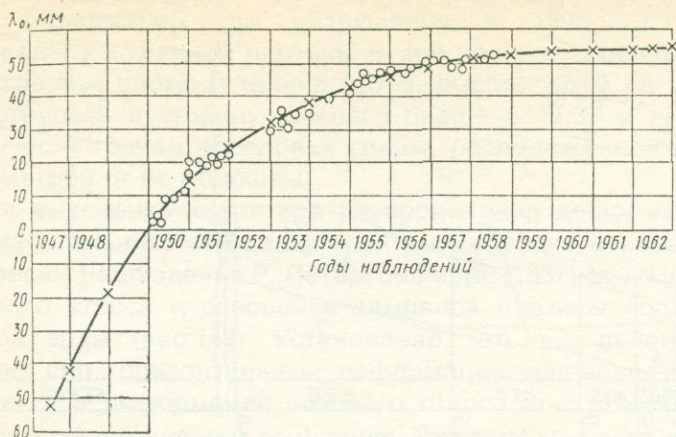


Рис.144. График длительного смещения фронтальной стенки напорного бассейна Фархадской ГЭС. Сдвигающее напряжение по подшве $\tau = 0,44 \cdot 10^5$ Па (по данным С.Е. Могилевской):

1-данные натуральных наблюдений; 2-данные расчета.

и откосах грунтовых сооружений чрезвычайно много. Мы ограничимся приведенными выше примерами, поскольку они дают полное представление о проявлении ползучести глинистых грунтов в натуре.

П.2. Аварии сооружений

При высоких уровнях напряжений, как было сказано выше, деформация течения переходит в стадию разрушения - ползучести с возрастающей скоростью, завершающейся исчерпанием (потерей) прочности грунта.

Инженерной практике известно много случаев различных по значимости аварий и крушения сооружений по причине потери прочности грунтов их оснований. Особенно много случаев аварий в результате разрушения откосов грунтовых сооружений (плотин, дамб, дорожных насыпей и выемок) и естественных склонов в виде возникновения оползней в глинистых грунтах. Аварии и крушения сооружений вообще, гидротехнических в особенности, причи-

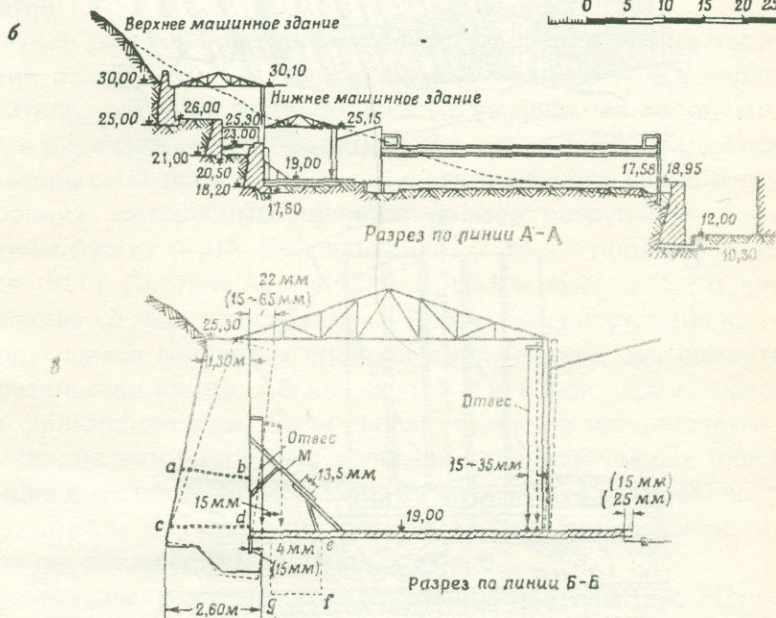
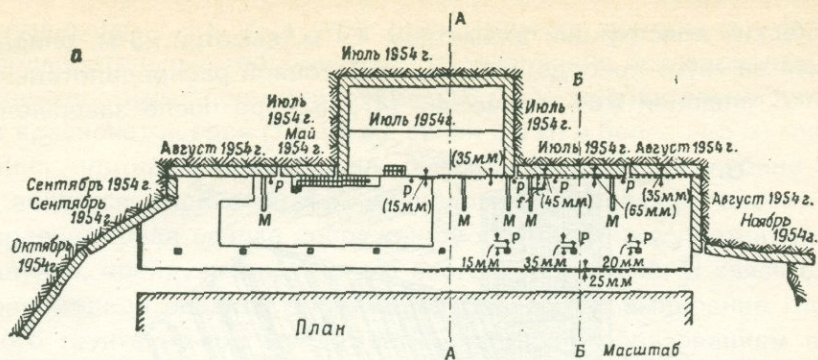


Рис.145. Подвижки в каменных подпорных стенках и схема основных контрольных точек (Р) для измерений подвижек. В точках, обозначенных буквой Р, установлены контрольные свинцовые отвесы.

няют огромный материальный ущерб и представляют большую опасность для жизни населения.

Интереснейшим примером потери прочности глинистого основания является крушение силосного здания Трансконского зернового элеватора (Канада) емкостью 27 000 т, состоящего из 65 цилин-

дрических конструкций диаметром 4,4 м, высотой 28 м, опирающихся на грунт посредством железобетонной распределительной плиты толщиной 0,61 м (рис.146) [47]. Вскоре после завершения

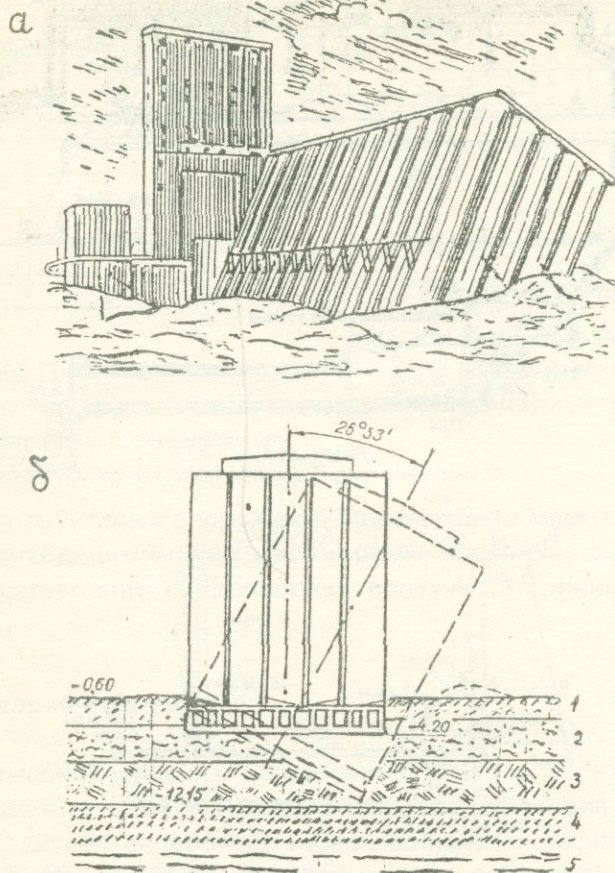


Рис.146. Авария Трансконского зернового элеватора в Канаде вследствие потери устойчивости (прочности) грунтового основания:

а - общий вид; б - схема.

1-современный аллювий; 2-глина черная, пылеватая, пластичная; 3-глина серая, пылеватая, с гнездами пыли; 4-древний аллювий; 5-известняки.

строительства и первой равномерной засыпки зерном (25 000 т) 18 октября 1913 г. элеватор сначала начал оседать, а затем отклонился в сторону. Наибольшая осадка элеватора была равна 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 (10 м) и белая (4-5 м) глины. Глина, плотная у подошвы фундаментной плиты, на глубине 9-12 м является очень мягкой. Исследования показали также, что неравномерная осадка сооружения 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 из грунтовых материалов, наблюдались как в период их строительства, так и эксплуатации. По имеющимся неполным данным, в мире можно перечислить более 400 крупных аварий плотин, из которых 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 Аустин (длина 168,5 м, высота 15,2 м, ширина по гребню - 0,75 м, по основанию - 9,15 м) была построена на толще чередующихся глинистых сланцев и песчаников без цементации. Строительство плотины 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 ста человек, и был причинен большой материальный ущерб.

Ярким примером разрушения земляной плотины (рис.147) вследствие сползания низового откоса является одна из плотин в Армении. Разрушение произошло сразу после завершения строительства - за несколько дней до начала заполнения водохранилища. Гребень плотины (высота 64 м, длина 500 м, заложение верхнего откоса 1:3 - 1:4, низового откоса 1:2 - 1:3,5, объем около 4 млн³) на длине 200 м 29 ноября 1974 г. просел (с захватом ядра) на 4 м, на низовом откосе появились трещины (рис.148) 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

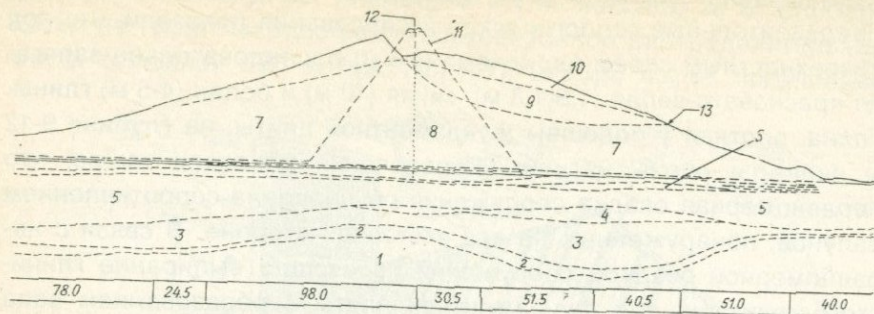


Рис.147. Схематический разрез плотины из грунтовых материалов и ее основания на р.Мармарик (Армения):

1-гранидиориты; 2-зона выветривания гранидиоритов; 3-аллювиальные галечные отложения пойменной и русловой части р.Мармарик; 4-ил; 5-галечные отложения; 6-ил; 7-разрушенные гранидиориты (щебень, дресва, суглинки); 8-суглинки тяжелые, частично легкие и средние, слабо макropористые; 9-оползневое тело на низовом откосе плотины; 10-уровень грунтовых вод; 11-ядро; 12-ось плотины.

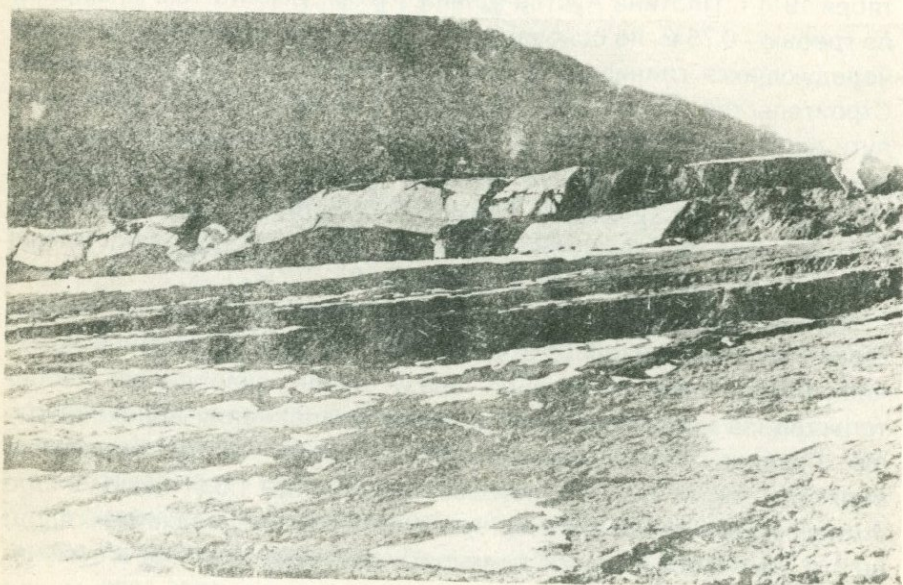


Рис.148. Разрушение низового откоса плотины на р.Мармарик (Армения).

до 8-13 м, появились признаки деформации верхнего откоса, покрытого железобетонными плитами. Причиной описанной аварии было нарушение проекта 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 влажности и наибольшей плотности скелета опытным уплотнением. Материал ядра плотины (средний и тяжелый суглинок) укладывался с влажностью, превышающей оптимальную на 30-48 % и, вследствие этого, были нарушены заданные в проекте значения плотности скелета грунта и показатели сопротивления сдвигу. Ядро возводилось с отставанием от строительства боковых призм на 25 м, что стало причиной накопления атмосферных осадков, обильных в этом районе, и повышения влажности материала ядра. Результатом допущенных нарушений явилось несоответствие расчетных прочностных показателей грунтового материала к действительным, полученным при их укладке в ядро плотины.

Представляет исключительный интерес крупнейшая катастрофа на водохранилище Вайонт (Италия) - сползание его борта 9 октября 1963 г., в результате которого погибло 3000 человек, а тонкая арочная плотина высотой 265,5 м уцелела [4].

Район водохранилища сложен осадочными породами (преимущественно известняками) с многочисленными прослоями глинистых сланцев и мергелей нижнеюрского и верхнемелового возраста. Коренные породы разбиты трещинами, параллельными поверхности склона.

После оползня 1960 г. объемом около 1 млн³ был пройден двухкилометровый тоннель под правым бортом долины для катастрофического водосброса в случае повторного оползня склона, а уровень воды в водохранилище был снижен на 40 м ниже гребня плотины. В 1961-1963 гг. происходила гравитационная ползучесть склона. В 1963 г. скорость ползучести в среднем была равна 1 см в неделю, а в середине октября - 1 см в день. Обильные дожди (с 9 сентября по 9 октября) подняли уровни грунтовых вод и воды

в водохранилище. Ее отметка достигла 690 м, т.е. стала выше на 10 м.

Поздно вечером 9 октября 1963 г. более 240 млн³ грунта со скоростью 15-30 м/с сползло в водохранилище менее чем за 30 с, образовалась волна высотой 270 м над его уровнем. Образовавшаяся волна 70-метровой высоты захлестнула г. Лонгарон; расположенный ниже водохранилища.

Причиной катастрофы явились неблагоприятные геологические условия вообще - наличие прослоев слабых глинистых сланцев в известняках и их изменчивость под действием обильных дождей.

Авторы [4] совершенно правильно отмечают, что в природных условиях грунты могут изменить свои механические свойства, с проявлением ползучести (часто наблюдаемой на поверхности) до полного и быстрого их разрушения. Заслуживают особого внимания оползни на откосах железнодорожных выемок в лондонских глинах, описанные и исследованные А.В. Скемтоном в 1964 г. и часто приводимые в литературе в качестве примеров, иллюстрирующих снижение прочности глинистых грунтов во времени вследствие их ползучести. Таким примером может служить разрушение в 1941 г. подпорной стенки в Кензал-Грин, построенной в 1912 г. (рис.149).

Наблюдения за смещениями подпорной стенки в течение 12 лет до ее разрушения показали, что в начале она деформировалась со скоростью 0,6 мм 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.), соответственно просуществовавших 19 и 49 лет. Их обрушение также объяснялось указанной выше причиной.

По данным Р. Пека, в результате длительного действия касательных напряжений на глинистые основания подпорных сооружений имели место смещения, часто приводящие к их разрушению. Причем из более чем 100 обследованных подпорных стен высотой до 18 м 18 % были полностью разрушены, 53 % находи-

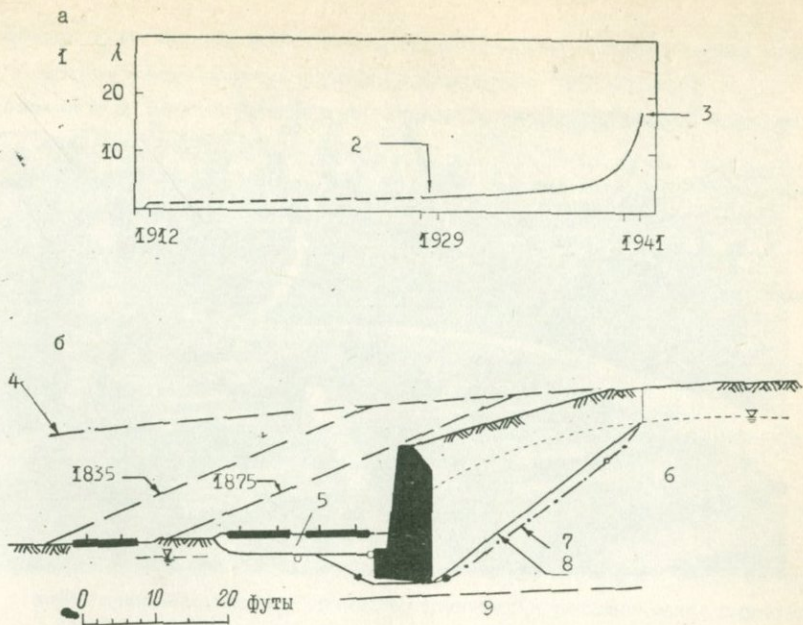


Рис.149. Разрушение подпорной стенки Кензал-Грин, 1941 г. (Англия) (по данным Скемптона, 1964 г.):

а - график смещения подпорной стенки на уровне железной дороги;

б - поперечный разрез подпорной стенки.

1-смещение подпорной стенки (в дюймах) по годам; 2-начало наблюдений; 3-разрушение; 4-первоначальная поверхность земли (приблизительно); 5-балласт; 6-коричневая лондонская глина; 7-вероятная поверхность скольжения; 8-расчетная поверхность скольжения; 9-голубая лондонская глина.

лись в состоянии прогрессирующего смещения, а деформации 11 % сооружений стабилизировались после некоторого смещения.

Пример крупного оползня борта насыпи на одной из железнодорожных станций Болгарии приведен на рис. 150.

Изложенное выше является достаточным основанием для того, чтобы к вопросам исследования деформационных и прочностных свойств грунтов вообще, реологических свойств глинистых грунтов

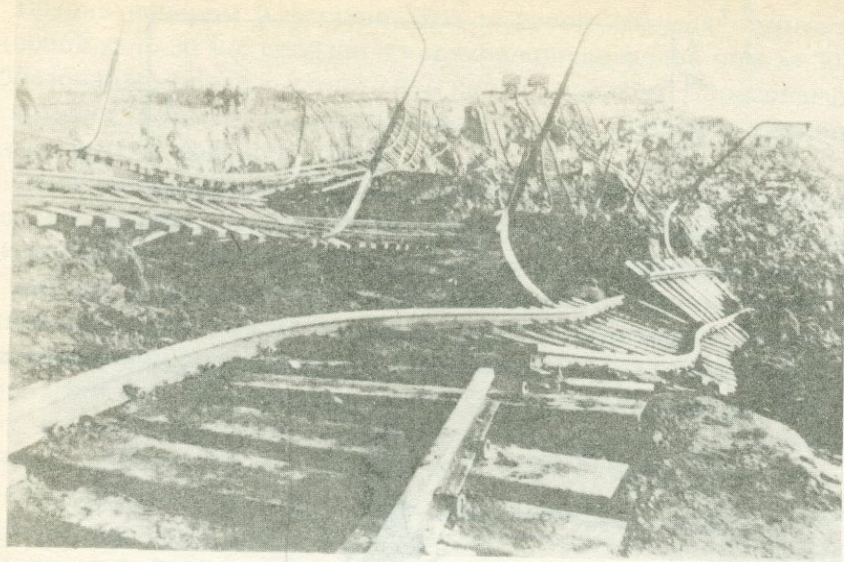


Рис.150. Оползень на одной из железнодорожных станций Болгарии (фото П.С. Стоевой и М. Тодоровой)

в частности, с учетом особых воздействий, относились бы с должным вниманием и серьезностью.

1. **Абелев Ю.М., Абелев М.Ю.** Основы проектирования и строительства на просадочных макропористых грунтах.-М.:Стройиздат.-1968.-217 с.
2. **Авакян М.Д.** Бентониты в верхнемеловых отложениях северной Армении.-Ереван. Айастан.-1977.-242 с.
3. **Аленина М.Д.** Разупрочнение набухающих глин под нагрузкой, превышающей давление набухания//Грунтоведение и инженерная геология. Вып.1.-Л.:Ленинградский университет.-1976.-С.81-85
4. **Андерсон Дж.Г.К., Тригг К.Ф.** Интересные случаи из практики инженерной геологии.-М.:Недра.-1981.-224 с.
5. **Арутюнян Н.Х.** Некоторые вопросы теории ползучести. -М.-Л.: Гостехтеоретиздат.-1952.-323 с.
6. **Ахназарян Н.Г., Месчян С.Р.** Исследование виброползучести водонасыщенного глинистого грунта//Докл.АН АрмССР.-1971,т.52, №1.-С.26-32
7. **Бабков В.Д., Герберт-Гейбович А.В.** Основы грунтоведения и механики грунтов.-М.:Высшая школа.-1964.-366 с.
8. **Бадалян Р.Г., Месчян С.Р.** Определение параметров компрессионной виброползучести водонасыщенных глинистых грунтов//Гидротехническое строительство.-1976, № 7.-С.19-22
9. **Бадалян Р.Г., Месчян С.Р.** Исследование влияния вибрации на сопротивление грунта сдвигу//Труды Второго Всесоюзного симпозиума по реологии грунтов.-Ереван; Изд-во Ереванского госуниверситета.-1976.-С.98-107
10. **Бадалян Р.Г., Месчян С.Р.** Сдвиговая виброползучесть глинистого грунта//Труды Второго Всес.симпозиума по реологии грунтов.-Ереван: Изд-во Ереванского госуниверситета.-1976.-С.117-127
11. **Баркан Д.Д.** Виброметод в строительстве.-М.:Госстройиздат.-1959.-315 с.
12. **Баркан Д.Д., Шехтер О.Я.** Об осадках, вызванных действием динамических нагрузок//Динамика грунтов. Сб.трудов НИИ оснований и подземных сооружений № 44.-М.:Госстройиздат.-1961.-С.88-95
13. **Белл Дж.Ф.** Экспериментальные основы механики деформируемых твердых тел.В 2-х частях. Часть 1.-М.:Наука.-1984.-600 с.
14. **Бондаренко В.М.** Некоторые вопросы нелинейной теории железобетона.-Харьков: Изд-во Харьковского университета.-1968.-323 с.
15. **Васильев А.М.** Основы современной методики и техники лабораторных определений физических свойств грунтов.-М.:Стройиздат.-1953.-216 с.
16. **Вялов С.С.** Реологические свойства и несущая способность мерзлых грунтов.-М.:Изд-во АН СССР.-1959.-190 с.

17. **Вялов С.С.** Реологические основы механики грунтов.-М.:Высшая школа.-1978.-447 с.
18. **Галстян Р.Р., Месчян С.Р.** Метод определения кривых компрессионной термолупзучести водонасыщенных глинистых грунтов//Изв.АН АрмССР.Механика.-1971,т.24, № 1.-С. 74-80
19. **Герсеванов Н.М.** Основы динамики грунтовой массы.-М.: Стройиздат.-1937.-242 с.
20. **Гольденблат И.И., Баженов В.Л., Копнев В.А.** Длительная прочность в машиностроении.-М.:Машиностроение.-1977.-248 с.
21. **ГОСТ 22733-77.** Грунты. Метод лабораторного определения максимальной плотности.
22. **Грунтоведение/Авторы:**Е.М. Сергеев, Г.А. Голодковская, Р.С. Зиангиров и др.-М.:Изд-во МГУ.-1971.-595 с.
23. **Денисов Н.Я.** Строительные свойства лесса и лессовидных суглинков.-М.: Гос.изд-во лит-ры по строительству и архитектуре.-1953.-154 с.
24. **Денисов Н.Я.** Строительные свойства глинистых пород и их использование в гидротехническом строительстве.-М.-Л.:Госэнергоиздат.-1956-288 с.
25. **Денисов Н.Я.** О природе прочности глинистых пород.//ВНИИ ВОДГЕО.Лаб.геотехники. Информационные материалы, № 2.-1957.-20с.
26. **Денисов Н.Я.** О природе высокой чувствительности плавунных глин//Основания, фундаменты и механика грунтов.-1963, № 5-С.5-8
27. **Денисов Н.Я.** Некоторые вопросы формирования строительных свойств слабых глинистых грунтов//Слабые глинистые грунты. Материалы Всес.совещания по стр-ву на слабых водонасыщенных глинистых грунтах.-Таллин, 1965.-С.31-38
28. **Дерягин Б.Д.** Учение о свойствах тонких слоев воды и приложение в объяснении свойств глинистых грунтов//Труды совещания по инженерно-геологическим свойствам горных пород и методам их изучения. В 2-х томах.Том.1.-М.: -1956.-С.45-58
29. **Жиленков В.Н.** Водоупорные свойства грунтов ядер и экранов высоких плотин.-Л.:Энергия.-1968.-116 с.
30. **Зиангиров Р.С.** Объемная деформируемость глинистых грунтов.-М.:Наука-1979.-163 с.
31. **Игонин И.К.** Влияние схемы компрессионных испытаний на уплотнение песчаных грунтов//Динамика оснований, фундаментов и подземных сооружений. Тезисы VI Всес.конф.,Нарва,1-3 октября 1985. -1985.-С.222-224
32. **Иванов П.Л.** К теории консолидации несвязных водонасыщенных грунтов при

динамических воздействиях//Труды. коорд.совещ. по гидротехнике. Вып.80.-Л.:Энергия.-1973.-С.84-90

33. **Иванов П.Л., Горелик Л.Ш.** Консолидация слоя трехфазного несвязного грунта с учетом виброползучести//Труды коорд.совещ. по гидротехнике.Вып.47. Сейсмостойкость гидротехнических сооружений.-Л.:Энергия.Лен-ское отделение.-1969.-С.403-411
34. **Иванов П.Л.** Консолидация слоя водонасыщенного несвязного грунта при вибрации//Вопросы проектирования высоких плотин (Труды ЛПИ № 292) -Л.:Энергия.-1968.-114-117
35. **Иванов П.Л.** О методах лабораторных исследований деформируемости грунтов при вибрационных воздействиях//Динамика оснований, фундаментов и подземных сооружений. Тезисы VI Всес.конф., Нарва,1-3 октября 1985. -Л.-1985.-С.219-222
36. К изучению бентонитовых глин для применения в противofiltrационных целях/Авторы:Э.Т. Джрбашян, Р.А. Алавердян, Б.Х. Лалазарян и др.//Вопросы мелиорации и водного хозяйства АрмССР.-Ереван: Айастан, вып.XI.-1985.-С.115-125
37. **Керчман В.И., Филиппов О.Р.** Длительные осадки фундаментов сооружений при динамических нагрузках//Динамика оснований, фундаментов и подземных сооружений.Мат-лы IV Всес.конф., Ташкент,16-18 ноября 1977.) В двух томах. Книга II.-Ташкент:Изд-во ФАН.-1977.-С.208-211
38. **Коджаманов К.Т., Чигниев Г.Д.** Об общих закономерностях деформации ползучести и набухаемости глинистых грунтов//Изв.вузов.Строительство и архитектура.-1972, № 7.-С.152-155
39. **Красников Н.Д.** Основные направления и методы изучения механических свойств грунтов при сейсмических воздействиях//Труды координац.совещ.по гидротехнике.Вып.47.-Л.:Энергия.-1969.-С.380-394
40. **Красников Н.Д.** Динамические свойства грунтов и методы их определения.-Л.:Стройиздат.-1970.-239 с.
41. **Крутов В.И., Токарь Р.А.** Опыт строительства и эксплуатации зданий и сооружений южно-трубного металлургического завода в г. Николаеве на просадочных грунтах//Основания, фундаменты и мех.грунтов.-1971,№ 5.-С.27-29
42. **Крутов В.И.** Расчет фундаментов на просадочных грунтах.-М.: Стройиздат.-1972.-196 с.
43. **Кульчицкий Л.И.** Роль воды в формировании свойств глинистых пород.-М.:Недра.-1975.-212 с.

44. **Лайдус Л.С.** Несущая способность основной площадки железнодорожного земляного полотна.-М.:Транспорт.-1978.-225 с.
45. **Ломтадзе В.Д.** Инженерная геология. Инженерная петрология.-Л.: Недра.-1970.-527 с.
46. **Ломтадзе В.Д.** Методы лабораторных исследований физико-механических свойств горных пород.-Л.:Недра.-1972.-312 с.
47. **Ломтадзе В.Д.** Инженерная геология. Специальная инженерная геология.-Л.:Недра.-1978.-496 с.
48. **Малакян Р.П., Месчян С.Р.** Ползучесть просадочных грунтов при сдвиге//Докл. АН АрмССР.-1977, том 65, № 3.-С.143-150
49. **Малакян Р.П.** Компрессионная ползучесть просадочных грунтов с учетом фактора влажности//Докл.АН АрмССР.-1980, том 70, № 1.-С.170-174
50. **Малинин Н.Н.** Прикладная теория пластичности и ползучести.-М.:Машиностроение.-1968.-400 с.
51. **Маслов Г.Н.** Термическое напряжение состояние бетонных массивов при учете ползучести бетона//Изв.ВНИИ гидротехники-1940, том.28.-С.175-188
52. **Маслов Н.Н.** Сейсмическая устойчивость затопленных песчаных оснований//Материалы к IV международной конференции по механике грунтов и фундаментостроению.М.:Изд-во АН СССР.-1957.-С. 186-195
53. **Маслов Н.Н.** Инженерная геология.-М.:Госстройиздат.-1957.-408 с.
54. **Маслов Н.Н.** Условия устойчивости водонасыщенных песков.-М.-Л.:Госэнергоиздат.-1959.-328 с.
55. **Маслов Н.Н.** Длительная устойчивость и деформация смещения подпорных сооружений.-М.:Энергия.-1968.-160 с.
56. **Маслов Н.Н., Котов М.Ф.** Инженерная геология.-М.:Стройиздат.-1971.-341 с.
57. **Маслов Н.Н.** Основы инженерной геологии и механики грунтов.-М.:Высшая школа.-1982.-511 с.
58. **Маслов Н.Н.** Физико-техническая теория ползучести глинистых грунтов в практике строительства.М.:Стройиздат.-1984.-176 с.
59. **Месчян С.Р.** Длительное сопротивление переуплотненной глины сдвигу//Изв.АН АрмССР.Механика.-1966,том 19,№ 5-С.48-52
60. **Месчян С.Р.** Ползучесть глинистых грунтов.-Ереван:Изд-во АН АрмССР.-1967.-318 с.
61. **Месчян С.Р.** О зависимостях, описывающих процесс деформирования глинистых грунтов во времени.//Основания, фундаменты и механика грунтов.-1969, № 1.-С.6-9.
62. **Месчян С.Р., Галстян Р.Р.** Исследование компрессионной ползучести глини-

тых грунтов с учетом температурных эффектов//Изв.АН АрмССР. Механика.-1971, том 24, № 5.С.68-81

63. Месчян С.Р., Галстян Р.Р. Исследование компрессионной ползучести грунта с учетом температурных эффектов//Основания, фундаменты и механика грунтов.-1972, №4.-С.6-8
64. Месчян С.Р. Об одной возможной форме описания процесса деформирования маловлажных и просадочных грунтов//Труды Первого Всес.симпозиума по реологии грунтов.-Ереван:Изд-во Ереванского университета.-1973. С.247-251
65. Месчян С.Р., Галстян Р.Р. Исследование ползучести глинистого грунта при сдвиге с учетом температурных эффектов//Изв.АН АрмССР. Механика.-1973, том.26, №2.-С.74-84
66. Месчян С.Г., Ахназарян Н.Г. Об исследовании виброползучести грунтов//Труды координац. совещ. по гидротехнике. Вып.80.-Л.:Энергия.-1973.-С.76-79
67. Месчян С.Р. Механические свойства грунтов и лабораторные методы их определения.-М.:Недра.-1974.-192 с.
68. Месчян С.Р. Об определении уравнения ползучести глинистых грунтов//Изв.вузов.Строительство и архитектура.-1976, №2.-С.172-176
69. Месчян С.Р., Малакян Р.П. Сопротивление набухающего грунта сдвигу//Тезисы докладов третьего межведомственного совещ.по вопросам прогнозирования гидрогеологических, инженерно-геологических и почвенно-мелиоративных условий. Вып.IV.-М.-1976.-С.108-117
70. Месчян С.Р., Бадалян Р.Г., Малакян Р.П. Компрессионная ползучесть просадочных грунтов//Труды Второго Всес.симпозиума по реологии грунтов.-Ереван:Изд-во Ереванского университета.-1976.-С.256-267
71. Месчян С.Р., Галстян Р.Р. Исследование компрессионной термползучести грунта при высоких температурах//Изв.вузов.Строительство и архитектура.-1973, №11.-С.140-144
72. Месчян С.Р., Бадалян Р.Г. Об одной важной закономерности ползучести глинистых грунтов при сдвиге//Основания, фундам. и механика грунтов.-1976, №11.-С.21-23.
73. Месчян С.Р., Малакян Р.П. Реологические свойства набухающих грунтов//Докл. АН АрмССР.-1977, том.65, №2.-С.101-108
74. Месчян С.Р. Начальная и длительная прочность глинистых грунтов.-М.: Недра.-1978.-207 с.
75. Месчян С.Р., Малакян Р.П. Закономерности деформирования набухающего

грунта во времени//Основания, фундаменты и механика грунтов.-1979, №1.-С.21-24

76. **Месчян С.Р.** Аппроксимация экспериментальных кривых ползучести и прогноз длительных деформаций по данным кратковременных опытов//Докл.АН АрмССР.-1982, том 75, №3.-С.128-133
77. **Месчян С.Р.** Методика определения ползучести одномерного уплотнения набухающих грунтов при начальной природной влажности//Докл.АН АрмССР.-1983, том 76, №2.-С.65-70
78. **Месчян С.Р., Шахназарян Г.Р.** О прогнозе длительных деформаций глинистых грунтов при простом сдвиге//Докл.АН АрмССР.-1984, том 79, №3.-С.125-129
79. **Месчян С.Р.** Экспериментальная реология глинистых грунтов.-М.: Недра.-1985.-342 с.
80. **Месчян С.Р., Петросян Т.Л.** Определение оптимального состава и фильтрационных свойств грунтовых смесей//Изв.АН АрмССР.Серия ТН.-1987, том 40, №3.-С.33-37
81. **Месчян С.Р., Айроян С.Г.** Прочность и закономерность ползучести набухающей грунтовой смеси при сдвиге//Изв.АН АрмССР. Науки о Земле.-1987, том 40, №4.-С.76-78
82. **Месчян С.Р., Айроян С.Г.** Сопротивление сдвигу набухающих грунтов, уплотненных при природной влажности и после водонасыщения//Основания, фундаменты и механика грунтов.-1987, №4.-С.19-21
83. **Месчян С.Р., Айроян С.Г.** Влияние начального состояния на сопротивление сдвигу набухающего бентонитового грунта//Докл.АН АрмССР.-1987, том 74, №3.-С.119-122
84. **Месчян С.Р., Айроян С.Г.** Сдвиговая ползучесть набухающей бентонитовой глины, уплотненной и испытанной на сдвиг при природной влажности и после водонасыщения под арретир//Докл.АН АрмССР.-1987, том 85, №1.-С.30-34
85. **Месчян С.Р., Айроян С.** Сопротивление сдвигу набухающего грунта при изменении нормального напряжения и начальной влажности//Основания, фундаменты и механика грунтов.-1988, №5.-С.24-25
86. **Методическое пособие** по инженерно-геологическому изучению горных пород. В 2-х томах. Том 2./Под ред.Е.М. Сергеева.-М.:Недра.-1984.-438 с.
87. **Могилевская С.Е.** К вопросу о ползучести лессовых грунтов//Изв.ВНИИ гидро-техники.-1959, том 62.-С.147-156
88. **Мустафаев А.А.** Закономерности реологических процессов в набухающих

- и просадочных грунтах//Труды к VIII межд.конгрессу по мех.грунтов и фундаментамостроению.-М.:Стройиздат.-1973.-С.189-192
89. **Мустафаев А.А., Чигниев Г.Д.** Исследования закономерностей набухания глинистых грунтов* применительно к расчетам оснований гидротехнических сооружений//Ученые записки АзПИ.-1973,серия X,№2(19).-С.86-91
90. **Мустафаев А.А., Чигниев Г.Д., Назирова Г.Р.** О реологической природе деформаций набухания глинистых и просадке в лессовых грунтах//Основания, фундаменты и механика грунтов.-1974,№5.-С.30-33
91. **Мустафаев А.А.** Основы механики просадочных грунтов.-М.: Стройиздат.-1978.-263 с.
92. **Мустафаев А.А.** Расчет оснований и фундаментов на просадочных грунтах.-М.:Высшая школа.-1979.-368 с.
93. **Мустафаев А.А.** Проблемы механики просадочных грунтов и пути их решения//Основания, фундаменты и механика грунтов.-1987,№6.-С.6-8
94. **Передельский Л.В., Ананьев В.П.** Набухание и усадка глинистых грунтов.-Ростов-на-Дону.-1973.-144 с.
95. **Противофильтрационная одежда ирригационных каналов/Пер.с англ. Е.В. Мальцевой. Под ред. С.Р. Оффенгендена.-М.:Колос.-1965.-158 с.**
96. **Прочность и ползучесть мерзлых грунтов и расчеты ледогрунтовых сооружений** /Авт.-ры: С.С. Вялов, В.Г. Гмошинский, С.Э. Городецкий и др.-М.: Изд-во АН СССР. -1962.-254 с.
97. **Прочность и ползучесть мерзлых грунтов.-М.:Изд-во АН СССР.-1963.-219 с.**
98. **Рабинович И.Г., Уринов М.И.** Особенности развития просадки лессовых грунтов во времени//Основания, фундаменты и механика грунтов.-1974,№5.-С.34-35
99. **Работнов Ю.Н.** Ползучесть элементов конструкций.-М.:Наука.-1966.-752 с.
100. **Ребиндер П.А.** Физико-химические исследования процессов деформации твердых тел// Юбилейный сб.АН СССР. Ч.1-М.:Изд-во АН СССР.-1947.-С.533-561
101. **Рейнер М.** Деформация и течение. Введение в реологию.-М.: Гостехтеоретиздат.-1963.-381 с.
102. **Рекомендации по термоконсолидации слабых глинистых грунтов (РТМ,31.30006-75).-М.-1975.-44 с.(ММФ СССР).**
103. **Роза С.А.** Результаты экспериментального изучения начального фильтрационного напора в плотных глинах//Вопросы механики грунтов.-Л.-М.:ВНИИГС.-1953, №4.-С.28-50
104. **Руководство по лабораторному определению оптимальных значений влажности и объемного веса скелета связных грунтов применительно к уплотнению катками.**П.37-75/ВНИИ гидротехники.-Л.:ВНИИГ.-1975.-42 с.

105. **Руководство** по лабораторному изучению характеристик набухания и усадки глинистых грунтов.-М.:Стройиздат.-1980.-24 с.
106. **Савинов О.А.** Об экспериментальном исследовании свойств насыпных грунтов как оснований фундаментов под машины//Труды Л.о. НИИ Минмашстроя.Вып.1.-Л.:Стройвоенмориздат.-1959
107. **Савинов О.А.** Фундаменты под машины.-Л.-М.:Госстройиздат.-1955.-292 с.
108. **Савинов О.А.** Современные конструкции фундаментов под машины и их расчет.-Л.-М.:Стройиздат.-1964.-246 с.
109. **Сорочан Е.А.** Расчет фундаментов на просадочных грунтах.-М.: Стройиздат.-1972.-176 с.
110. **Теоретические основы инженерной геологии.** Физико-химические основы/Под ред.Е.М. Сергеева.-М.:Недра.-1985.-288 с.
111. **Тер-Степанян Г.И.** Геотехнические исследования иольдиевых структурных глин//Труды научно-исслед.сектора Ленинградского отделения Треста глубинных работ.Вып.2.-1941.-С.4-20
112. **Термоконсолидация илов/**Авторы:М.В. Андреичев, Б.П. Горбунов, А.И. Котов, Я.Я. Матузов//Закрепление и уплотнение грунтов в строительстве.-Киев.-1974.-С.369-372
113. **Терцаги К.** Строительная механика грунта на основе его физических свойств.-М.-Л.:Госстройиздат.-1933.-292 с.
114. **Терцаги К.** Теория механики грунтов.-М.:Госстройиздат.-1961.-507 с.
115. **Филиппов Р.Д.** Некоторые вопросы прочности и устойчивости песчаных оснований при динамических воздействиях-Автореферат дисс.на соискание уч.степени канд.техн.наук.-М.:НИИОСП.-1962.-14 с.
116. **Филиппов Р.Д.** К расчету осадки фундаментов с учетом виброползучести песчаных оснований//Динамика оснований, фундаментов и подземных сооружений (материалы V Всес.конф.Ташкент,1981).-М.-1981.Том 1.-С.270-272
117. **Флорин В.А.** Основы механики грунтов. В двух томах.Том.1.-Л.-М.: Госстройиздат.-1959.-357 с.
118. **Хархута Н.Я., Ивлиев В.М.** Реологические свойства грунтов.-М.: Научно-тех.изд-во. Минавтомоб.транспорта и шоссейных дорог РСФСР.-1961.-176 с.
119. **Хархута Н.Я.** Машины для уплотнения грунтов.-Л.: Машиностроение.-1973.-176с.
120. **Цытович Н.А.** Механика грунтов.-М.-Л.:Гос.изд-во лит-ры по строительству и архитектуре.-1951.-528 с.
121. **Цытович Н.А.** Механика мерзлых грунтов.-М.:Высшая школа.-1973.-448 с.
122. **Цытович Н.А., Тер-Мартirosян З.Г.** Основы прикладной геомеханики в строительстве.-М.:Высшая школа.-1981.-317 с.

123. **Чаповский Е.Г.** Лабораторные работы по грунтоведению и механике грунтов.-М.:Недра.-1975.-304 с.
124. **Чигниев Г.Д.** О закономерностях деформации набухания в глинистых грунтах//Ученые записки АзПИ. Серия X.-1971,№1(15).-С.158-162
125. **Эюбов Я.А.** Ползучесть лессовых просадочных грунтов при компрессии//Основания, фундаменты и механика грунтов.-1986, №3.-С.29-31
126. **Murajama S. and Sibata T.** On the dynamic properties of clay//Proc. 2nd World Conf. Earthquake Engng., Tokyo-Kyoto. - 1960, 1.-pp.297-310.
127. **Murajama S. and Sibata T.** Rheological properties of clays // Proc. 5 ICOSOMEF. Paris. - 1961, v.II, p.269-273.
128. **Mustafayev A.A., Mestchyan S.R., Eyoubou J.A.** The rheology of subsidense and swelling Soils // Proc. ICSMFE. San Francisco/12-16 August, 1985. - 1985. - p.p.2443-2446.
129. **Norrish K.** The swelling of montmorillonite // Faraday Society Discussion. - 1954, No18. - p.p.120-134.
130. **Perzoc B.** Contribution a L'étude du fluage des risines organiques; Le fluage du polyisobutylene // La Recherche Aeronautique. - 1953. - No34. - p.p.
131. **Peynirgioglu H.** Earth movement investigation in a landslide area on the Bosphorus // Proc. 4-th ICSHFE. - 1957, v.2. - p.p.353-360.
132. **Sima N., Harsulescu A.** The use of bentonites for sealing dams. - Bul. of the Int. Association of Eng. Geology, 1979, No20, p.p.222-226.
133. **Tan Tjong-Kil.** The fundamental properties of clays, loess and rocks and their application to engineering problems // Scientia Sinica. - 1959, v.VIII, No10. - p.p.1169-1193.

Предисловие.....	3
Preface.....	6
Глава 1. Общие положения.....	8
П.1. Введение.....	8
П.2. Основные физические соотношения.....	12
П.3. Основные положения теории старения.....	18
П.4. Теория упрочнения.....	24
П.5. Теория наследственной деформации ползучести Л. Больцмана.....	27
П.6. Теория пластической наследственности деформаций ползучести.....	29
П.7. Теория упругоползучего тела.....	30
П.8. Сведения о глинистых грунтах.....	37
П.9. Краткие сведения о деформационных и прочностных свойствах глинистых грунтов.....	51
Глава II. Термореологические свойства скелета водонасыщенных глинистых грунтов.....	70
П.1. Введение.....	70
П.2. Компрессионная термоползучесть водонасыщенных глинистых грунтов.....	77
П.3. Термосопротивление водонасыщенных глинистых грунтов сдвигу.....	109
П.4. Термоползучесть при сдвиге.....	113
Глава III. Виброреологические свойства водонасыщенных глинистых грунтов.....	126
П.1. Введение.....	126
П.2. Компрессионная виброползучесть.....	130
П.3. Вибросопротивление глинистых грунтов сдвигу.....	154
П.4. Сдвиговая виброползучесть глинистых грунтов.....	174
Глава IV. Реологические свойства просадочных грунтов.....	186
П.1. Введение.....	186
П.2. Компрессионная ползучесть просадочных грунтов.....	193
П.3. Сопротивление просадочных грунтов сдвигу.....	211
П.4. Сдвиговая ползучесть просадочных грунтов.....	217
Глава V. Реологические свойства набухающих грунтов.....	227
П.1. Введение.....	227
П.2. Давление свободного набухания глинистых грунтов.....	244

П.3. Ползучесть набухающих глинистых грунтов в условиях одномерного деформирования.....	255
П.4. Сопротивление набухающих грунтов сдвигу.....	276
П.5. Ползучесть набухающих грунтов при сдвиге.....	296
Глава VI. Ползучесть и сопротивление сдвигу глинистого материала грунтовых сооружений.....	315
П.1. Введение.....	315
П.2. Методы определения оптимальной влажности и наибольшей плотности глинистых грунтовых материалов.....	317
П.3. Грунтовые смеси, их оптимальный состав и фильтрационные свойства.....	325
П.4. Ползучесть и сопротивление сдвигу глинистого материала грунтовых сооружений.....	341
П.5. Прогноз длительных деформаций глинистых грунтов по данным кратковременных опытов.....	356
Глава VII. Примеры проявления реологических свойств глинистых грунтов в природных условиях.....	364
П.1. Длительные деформации инженерных сооружений.....	364
П.2. Аварии сооружений.....	374
Литература.....	383

CONTENTS

Preface.....	3
Chapter 1. General propositions	
1. Introduction.....	8
2. Main physical relations.....	12
3. Fundamental tenets of aging theory.....	18
4. Theory of stabilization.....	24
5. Theory of heredity of Boltzmann creep strain.....	27
6. Theory of plastic heredity of creep strain.....	29
7. Theory of elastic creeping solid.....	30
8. Brief information about clayey soils.....	37
9. Brief information about clayey soils strain and strength properties.....	51
Chapter 2. Thermorheological properties of skeleton of saturated clayey soils	
1. Introduction.....	70
2. Compression thermocreeping of saturated clayey soil.....	77
3. Shearing thermoresistance of saturated clayey soil.....	109
4. Shear thermocreeping.....	113
Chapter 3. Shake rheological properties of saturated clayey soil	
1. Introduction.....	126
2. Compression shake creeping.....	130
3. Shearing resistance of clayey soil.....	154
4. Shear shake of clayey soil.....	174
Chapter 4. Rheological properties of slump soils	
1. Introduction.....	186
2. Compression creeping of slump soil.....	193
3. Shearing resistance of slump soil.....	211
4. Shear creeping of slump soil.....	217
Chapter 5. Rheological properties of dilative soil	
1. Introduction.....	227
2. Free swelling pressure of clayey soil.....	244
3. Creeping of dilative soil under the conditions of simultaneous strain.....	255
4. Shearing resistance of dilative soil.....	276

5. Shear creeping of dilative soil.....	296
Chapter 6. Shearing resistance and creeping of soil construction's clayey material	
1. Introduction.....	315
2. The methods of defining of clayey material's optimal moisture and maximal density.....	317
3. Soil mixtures, their compositions and seepage properties.....	325
4. Shearing resistance and creeping of soil construction's clayey material.....	341
5. Prognosis of clayey soil long-term strain by the results of short-term experiments.....	356
Chapter 7. Examples of manifestation of soils rheological properties under natural conditions	
1. Long-term strains of engineer constructions.....	364
2. The wrecks of constructions.....	374
References.....	383

Степан Рубенович Месчян

РЕОЛОГИЧЕСКИЕ ПРОЦЕССЫ В ГЛИНИСТЫХ ГРУНТАХ (С УЧЕТОМ ОСОБЫХ ВОЗДЕЙСТВИЙ)

Издательский редактор	А.А. Хечоян
Художник	А.М. Цатурян
Технический редактор	А.Ц. Вартанян
Контрольный корректор	М.В. Петанов

ИБ № 6280

Сделано в набор 7.06.1990 г. Подписано в печать 2.03.1992 г.
Формат 60 × 84 1/16. Бумага офсетная. Гарнитура «Литературная».
Печать офсетная. 29,54 уч.изд.л., 23,02 усл.печ.л. Тираж 1000 экз.
Заказ 52. Цена договорная.

Издательство «Айастан», 375009, Ереван-9, ул.Исаакяна 28

Полиграфическое производственное объединение имени Акопа
Мегапарта. Ереван-9, ул. Теряна, 91.
Комитет по печати при Совете Министров Республики Армения.

5302