

С. Р. МЕСЧЯН

НАЧАЛЬНАЯ
И ДЛИТЕЛЬНАЯ
ПРОЧНОСТЬ
ГЛИНИСТЫХ
ГРУНТОВ

С. Р. МЕСЧЯН

624.

НАЧАЛЬНАЯ
И ДЛИТЕЛЬНАЯ
ПРОЧНОСТЬ
ГЛИНИСТЫХ
ГРУНТОВ

2656



МОСКВА «НЕДРА» 1978



Месчан С. Р. Начальная и длительная прочность глинистых грунтов. М., «Недра», 1978, 207 с.

В книге кратко рассмотрены состав, строение, физические, водные свойства глинистых пород, а также современные представления о природе их прочности и деформируемости. Приведены современные теории прочности, описаны приборы, используемые в лабораторной практике для определения прочности (сопротивления сдвигу) глинистых пород. Изложены вопросы начальной прочности, влияния избыточного порового давления на эту прочность и методы их определения. Большое место уделено изложению вопросов длительной прочности, предельно длительной прочности, физической природы изменчивости прочностных свойств глинистых пород во времени и методов определения указанных свойств.

Книга рассчитана на научных работников, специализирующихся в области механики грунтов, инженерной геологии и грунтоведения, инженерно-технических работников, занимающихся вопросами исследования механических свойств пород. Она может служить учебным пособием по курсам «Механика грунтов», «Основания и фундаменты» строительных и инженерно-геологических специальностей вузов.

Табл. 40, ил. 94, список лит.— 200 назв.

ПРЕДИСЛОВИЕ

Прочность является одним из основных показателей, характеризующих механические свойства глинистых грунтов, без знания которой невозможны расчеты оснований по первому предельному состоянию (по предельной прочности), определение давления земли на ограждающие конструкции (подпорные стенки, обделки тоннелей), проверка устойчивости естественных склонов и откосов земляных сооружений. Прочность глинистых грунтов не является величиной постоянной, изменяясь под действием многих природных и искусственных факторов, как, например, состояние плотности — влажности, избыточное давление в поровой воде, скорость нагружения, величина деформации, температура, режим нагружения, длительность действия нормальных и касательных напряжений и т. д. Это означает, что для рационального проектирования оснований и земляных сооружений при определении прочности глинистых грунтов следует учесть ее изменчивость под действием этих факторов.

Несмотря на то что в рассматриваемой области получены многочисленные интересные результаты, изложенные в отдельных журнальных статьях и монографиях, в настоящее время отсутствуют работы, охватывающие большинство из вопросов методики и техники определения прочности глинистых грунтов с учетом многообразия факторов, изложенных выше. Имеется также ряд спорных вопросов, касающихся оценки начальной и длительной прочности грунтов, которые ждут своего разрешения. Настоящая книга, не претендующая на полноту изложения материала, призвана несколько восполнить этот пробел.

В книге кратко изложены вопросы состава, структуры и текстуры, физических и водных свойств глинистых грунтов, а также вопросы природы прочности, приведены общие сведения о деформируемости, напряженных состояниях и теориях прочности материалов и глинистых грунтов. Рассмотрены вопросы определе-

ния начального сопротивления глинистых грунтов сдвигу при одноплоскостном срезе и кручении образцов, описаны лабораторная аппаратура и приборы, изложены современные методы определения сопротивления глинистых грунтов сдвигу и результаты определения последних с учетом ряда влияющих на его величину факторов.

Большое место уделено определению начальной прочности глинистых грунтов методами трехосного сжатия и растяжения, описанию приборов, методам и результатам испытания грунтов в указанных выше условиях.

Наконец, рассмотрены вопросы длительной прочности водонасыщенных глинистых грунтов на основании результатов их испытания в различных условиях напряженно-деформированного состояния.

Автор выражает искреннюю благодарность Н. А. Цытовичу за просмотр рукописи и ряд ценных замечаний, а также Р. Г. Бадалян, Р. Р. Галстяну и Р. П. Малакяну за оказанную помощь при выполнении настоящей работы.

Глава I

ОСНОВНЫЕ СВЕДЕНИЯ О ГЛИНИСТЫХ ГРУНТАХ

§ 1. ВВЕДЕНИЕ

Грунты — это рыхлые горные породы, являющиеся продуктом выветривания каменной оболочки Земли (литосферы), прочность связей которых во много раз меньше прочности самых минеральных частиц [155]. Глинистые грунты, наряду с песчаными, — широко распространенная часть осадочных горных пород, важнейшей отличительной особенностью которых является дисперсность (раздробленность) [78]. Поэтому глинистые грунты (породы) являются несплошными телами. Это значит, что твердые минеральные частицы занимают только часть объема грунта, а остальная его часть — поры, заполненные жидкостью и газом. Те грунты, в порах которых одновременно находятся вода и воздух, представляют собой трехфазную систему (твердые частицы, вода и воздух), а если все поры заполнены водой — двухфазную систему, или по терминологии Н. М. Герсеванова [28] — грунтовую массу.

В глинистых грунтах в значительном количестве присутствуют тонкодисперсные частицы размером менее 0,002 мм. Эти глинистые частицы придают рассматриваемым грунтам специфические свойства, важнейшим из которых является связность.

Инженерно-геологические свойства глинистых грунтов зависят от минерального состава частиц, их размеров (гранулометрии), типа и прочности структурных связей, структуры и текстуры, состояния (плотности, влажности), а также от свойств, обусловленных взаимодействием с водой. Эти свойства глинистых пород, исключительно сложных естественноисторических образований, формировались в течение длительного геологического времени под действием переменного давления, увлажнения и высыхания, температуры, химических и физико-химических процессов, цементации, перекристаллизации, тектонических и других явлений.

Поскольку прочностные (и деформационные) свойства глинистых грунтов всецело обусловлены перечисленными выше факторами, для понимания природы их прочности и изменчивости последней во времени под действием силовых и других воздействий в настоящей главе приводятся основные сведения о них. Излагаемый в этой главе материал, разумеется, не претендует на

полноту и скорее имеет справочный характер. Рассматриваемые здесь вопросы весьма подробно и детально освещены в широко известных специальных исследованиях [12, 52, 71, 78, 100, 118, 133].

§ 2. ПОНЯТИЕ О СОСТАВЕ ГЛИНИСТЫХ ГРУНТОВ

Глинистые грунты представляют трехфазную пористую систему, все фазы которой находятся в определенных взаимоотношениях [155]. В определенных взаимоотношениях находятся и твердые минеральные частицы, величина которых изменяется в очень широких пределах [155].

Минеральный состав. В минеральном составе осадочных пород, в том числе и глинистых грунтов, преобладают первичные минералы (кварц, полевые шпаты и слюда). Наряду с ними широко распространены глинистые минералы, являющиеся продуктом выветривания магматических и метаморфических пород. В этих породах (грунтах) имеются также карбонатные, сульфатные галоидные и другие минералы [133].

С точки зрения инженерно-геологического изучения минерального состава глинистых грунтов выделяют четыре группы минеральных образований, отличающиеся друг от друга по строению, типам связей между атомами в кристаллической решетке и свойствам [133]:

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

Таблица 1

Энергия различных типов связей

Вид связи	Энергия связи, кДж/моль
Ионная	315—1260
Ковалентная	210—1260
Металлическая	210—840
Водородная	4,2—42
Остаточная (молекулярная)	0,42—12,60

Связи между атомами в кристаллической решетке минеральной частицы могут быть ионными (полярными), ковалентными (гемополярными), металлическими, водородными и остаточными (молекулярными). Из перечисленных типов наибольшей энергией связи обладает ионная, а наименьшей — остаточная (табл. 1) [133]. В группе первичных минералов преобладает ковалентный тип связи, в простых солях — ионный, а в глинистых минералах,

относящихся к слоистым силикатам, вместе с ковалентной связью определенную роль играют остаточные и водородные связи, которыми и обусловлена их невысокая прочность.

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

В глинистых грунтах распространены карбонаты кальция и магния, в силу их малой растворимости в воде и малой подвижности ионов. Легкорастворимые соли выщелачиваются атмосферными осадками и, в конце концов, уносятся в различные водные бассейны. Поэтому они в основном присутствуют в грунтах областей с засушливым жарким климатом [118].

Глинистые минералы, которые обуславливают физико-механические свойства глинистых грунтов, подразделяются [133] на минералы с жесткой кристаллической решеткой, раздвижной и ее промежуточным типом. К основным глинистым минералам с жесткой кристаллической решеткой относятся минералы группы каолинита, с раздвижной — монтмориллонита, а к промежуточному типу — гидрослюды.

Органические вещества накапливаются в глинистых грунтах в виде гумуса. Они обладают высокой гидрофильностью и вследствие этого высокой влагоемкостью, низкой водопроницаемостью и сильной сжимаемостью. Присутствие их в глинистом грунте, даже в небольшом количестве, оказывает существенное влияние на его механические свойства.

Вода в глинистых грунтах. Вода в глинистых грунтах, в зависимости от степени их увлажненности, по А. Ф. Лебедеву [72], может находиться в виде водяного пара, гигроскопической, пленочной, гравитационной и химически связанной воды, а также в твердом состоянии (лед).

В зависимости от количества воды И. М. Горькова [45] различает одиннадцать характерных влажностей в глинистых грунтах, а В. А. Приклонский [118] — связанную и свободную воду. Он считает также, что вода в грунтах может находиться в различных агрегатных состояниях (в твердом, жидком, газообразном).

Е. М. Сергеев предлагает следующее подразделение воды в грунтах:

I. Вода в форме пара.

II. Связанная вода:

1) прочносвязанная (гигроскопическая),

2) рыхлосвязанная.

III. Свободная вода.

- 1) капиллярная,
- 2) гравитационная.

IV. Вода в твердом состоянии.

V. Кристаллизационная и химически связанная вода.

Примерно такого же подразделения придерживается В. Д. Ломтадзе [78].

Водяной пар, содержание которого не превышает 0,0001% от массы грунта [133], свободно сообщающийся с атмосферой или заземленный в его порах, играет важную роль в формировании механических свойств грунтов. Под действием температурных градиентов и других факторов он может передвигаться в грунте при незначительной его влажности, а конденсируясь на поверхности частиц, образовать прочносвязанную (гигроскопическую) воду.

Связанной называется вода, которая активно взаимодействует с частицами грунта и не способна передвигаться под действием силы тяжести. Природа связанной воды очень сложна. Для ее объяснения в грунтоведении пользуются современными представлениями о строении глинистой частицы и ее взаимодействии с окружающей водой. В основе этих представлений лежит понятие о двойном электрическом слое вблизи твердой частицы и о диффузной (ионной) атмосфере вокруг нее. Полярные молекулы воды, попадая в электрическое поле, созданное ядром и противоионами мицеллы (коллоидное ядро с адсорбционным слоем и ионной атмосферой), принимают ориентированное положение у поверхности частицы, носящей отрицательный электрический заряд, и группируются вокруг ионов адсорбционного слоя и диффузной оболочки, заряженных положительно. Ориентированная структура граничных гидратных слоев при переходе в глубь жидкости, как отмечает Б. В. Дерягин [56], исчезает не постепенно, а скачкообразно на некотором расстоянии от твердой стенки. Толщина указанных слоев изменяется от нескольких молекулярных слоев до нескольких десятков, составляющих до 10^{-6} см, при толщине диффузных (ионных) оболочек, достигающих 10^{-5} см. В диффузной оболочке, кроме ориентированных молекул воды, может находиться и свободная вода.

В зависимости от величины притяжения связанная вода, в свою очередь, делится на прочносвязанную и рыхлосвязанную воду.

Молекулы воды, расположенные у самой поверхности частицы и связанные с ней очень прочно, обладают структурой и находятся в особо твердом состоянии (средняя объемная масса 2 г/см^3) [55, 56]. Эта вода называется прочносвязанной (гигроскопической, адсорбированной). Максимальное количество прочносвязанной воды в грунтах примерно соответствует величине максимальной гигроскопичности $\omega_{\text{мг}}$, т. е. влажности грунта, которая образуется адсорбцией частицами парообразной воды при 100%-ной влажности воздуха. Адсорбированная (в обычных комнатных условиях)

частицами грунта гигроскопическая вода примерно равна половине влажности максимальной гигроскопичности [133].

Чем больше содержание в грунте глинистых частиц, тем больше его гигроскопическая влажность (w_f). Так, если максимальная гигроскопическая влажность песков составляет всего лишь 1%, то для глин она может равняться 17% от массы сухого грунта [155].

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

Воду, которая связывается сверх максимальной гигроскопичности, можно рассматривать как осмотически впитанную диффузной оболочкой [118]. Она находится далеко от поверхности частицы и связана с ней слабее, чем прочносвязанная вода. Поэтому она называется рыхлосвязанной (лиосорбированной) водой.

В. А. Приклонский [118] рекомендует осмотически впитанную воду подразделять на рыхло- и очень рыхлосвязанную (осмотическую по Е. М. Сергееву) воду по тому признаку, что первая из них не обладает способностью сообщить грунту пластичные свойства, а вторая обладает ею. Первая из них мало отличается от свободной воды, а вторая не отличается вовсе.

Рыхлосвязанную воду А. Ф. Лебедев [72] называет пленочной, поскольку она образует вокруг твердой частицы своеобразную пленку. Ее называют также ориентированной водой полислоев [133].

Суммарное содержание прочносвязанной (гигроскопической) и пленочной (ориентированной) воды в грунте А. Ф. Лебедев [72] называет максимальной молекулярной влагоемкостью $w_{мв}$, считая, что эта вода образуется под влиянием молекулярных сил притяжения. По современным представлениям о природе связанной воды это количество воды содержится в грунте под действием поверхностных сил притяжения [133].

Максимальное количество связанной воды зависит от минерального, химического состава частиц, состава поглощенного комплекса, от наличия в воде различных катионов, величины удельной поверхности частицы и т. д. Она обладает свойством оказывать расклинивающее давление на частицы грунта, приводящее к его набуханию. Максимальное набухание соответствует содержанию в грунте наибольшего количества связанной воды.

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

Свободная, или гравитационная, вода в отличие от связанной находится вне сферы действия поверхностных сил притяжения и способна перемещаться под действием силы тяжести. К свободной воде относится и капиллярная вода, заполняющая (частично или полностью) поры грунта и удерживающаяся под действием

сил поверхностного натяжения менисков воды [155]. Влажность грунта, соответствующая полному заполнению всех капиллярных пор водой, называется капиллярной влагоемкостью $w_{кв}$.

Предельно возможное содержание в грунте связанной, капиллярной и гравитационной воды при полном заполнении всех его пор называют полной влагоемкостью грунта w_p .

При отрицательной температуре гравитационная вода превращается в лед, т. е. переходит в твердое состояние. Грунты, содержащие в своих порах лед, очень чувствительны к изменению температуры. Оно приводит к изменению количества незамерзшей воды, а также физических, химических и механических свойств мерзлых грунтов.

В трехфазных глинистых грунтах часть объема их пор занимает газ (воздух), который может находиться в свободном, защемленном, адсорбированном на поверхности частиц состояниях и в растворенном виде [78, 133].

Газ в грунте может находиться также в микропорах коллоидных оболочек [17].

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

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

В. А. Приклонский [118] выделяет шесть различных видов поглощений: 1) физическое; 2) физико-химическое (или ионный обмен); 3) химическое; 4) капиллярная конденсация; 5) механическое; 6) биологическое. Из указанных видов поглощений мы рассмотрим только физико-химическое, при котором ионы адсорбционного слоя, ионной атмосферы и кристаллической решетки глинистой частицы замещаются ионами из водного раствора (грунтовой воды). Указанный обмен легче осуществляется с ионами диффузной атмосферы, чем ионами адсорбционного слоя и кристаллической решетки частицы.

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

По данным К. К. Гедройца [27], ионный обмен наблюдается только на глинистых частицах размером менее 0,005 мм. Именно поэтому эту часть частиц глинистых грунтов он называет *поглощающим комплексом*. Поглощительная способность грунта обусловлена минеральным составом, степенью дисперсности (удельной поверхностью) глинистой частицы, характером структуры, концентрацией электролитов в растворе и природой обменных катионов [133].

Установлено, что способность к обмену (энергия обмена) у различных ионов, при всех равных условиях, различна. По относительной энергии поглощения наиболее распространенные катионы располагаются в следующем порядке [118]: $Fe > Al > Ba > Ca > Mg > K > Na > Li$.

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

§ 3. СВЕДЕНИЯ О РАЗМЕРЕ, ФОРМЕ И РАСПРЕДЕЛЕНИИ ЭЛЕКТРИЧЕСКИХ ЗАРЯДОВ НА ПОВЕРХНОСТИ ЧАСТИЦ ГЛИНИСТЫХ ГРУНТОВ И ИХ КЛАССИФИКАЦИЯ ПО ГРАНУЛОМЕТРИЧЕСКОМУ СОСТАВУ

Размеры минеральных частиц глинистых грунтов изменяются в широких пределах. Наряду с крупными (пылеватыми, песчаными и более крупными) существуют мельчайшие глинистые частицы, размеры которых измеряются тысячными долями миллиметра. Частицы грунта, размеры которых по шкале Стокса составляют менее 0,002 мм, называются глинистыми. Частицы размером менее 0,0001 мм называются коллоидами (табл. 2) [78].

Таблица 2

Классификация фракции грунтов

Фракция	Размер, мм	Фракция	Размер, мм
Валуны и глыбы:		Песчаные частицы:	
крупные	800	грубые	2—1
средние	800—400	крупные	1—0,5
мелкие	400—200	средние	0,5—0,25
Галька и щебень:		мелкие	0,25—0,10
очень крупные	200—100	тонкие	0,10—0,05
крупные	100—60	Пылеватые частицы	
средние	60—40	крупные	0,05—0,01
мелкие	40—10	мелкие	0,01—0,002
Гравий и дресва:		Глинистые частицы	
крупные	20—10	грубые	0,002—0,001
средние	10—4	тонкие	< 0,001
мелкие	4—2		

На свойства глинистого грунта наиболее сильное влияние оказывают глинистые фракции (в особенности коллоидные), которые отличаются от более крупных размером, минеральным составом, формой и свойствами. В формировании последних существен-

ную роль играют весьма малые размеры глинистых частиц и вследствие этого большая их удельная поверхность и большие значения сил молекулярного притяжения между частицами.

В минеральном составе глинистых грунтов преобладают глинистые минералы, придающие грунту специфические свойства: повышенную емкость поглощения, гидрофильность, влагоемкость, пластичность, пониженную водопроницаемость и т. д. [78]. Именно поэтому условие проявления этих характерных «глинистых» свойств послужило основой для определения размеров глинистых частиц.

Форма глинистых частиц, которая по данным электронной микроскопии принимается чешуйчатой, пластинчатой или плоскоудлиненной, обусловлена их минеральным составом. Например, для каолинита характерна шестигранная, а для гидрослюды — пластинчатая форма [133].

В связи с изложенным отметим, что под размером глинистой частицы следует понимать диаметр условного шара, падающего в воде со скоростью данной частицы.

Пылеватые частицы (см. табл. 2) отличаются от глинистых и песчаных по минеральному составу (в них преобладает кварц), форме (близки к сферической) и по свойствам. Все перечисленные выше «глинистые» свойства здесь выражены слабо. Основным их свойством является потеря слабой связности и приобретение подвижности при увлажнении.

Песчаные и другие крупнообломочные частицы (см. табл. 2), состоящие из обломков пород разных размеров, имеют окатанную или угловатую форму. По свойствам они сильно отличаются как от пылеватых, так и от глинистых частиц, т. е. обладают хорошей водоотдачей, водопроницаемостью, слабой капиллярностью.

Для выяснения природы прочности структурных связей и исследования структурных систем глинистых грунтов большое значение имеет распределение электрических зарядов на поверхностях и ребрах частиц.

Исследованиями [71] установлено, что на свежем изломе кварца имеются поверхности как с положительным, так и с отрицательным зарядами. На пластинчатой поверхности каолинита практически отсутствует ионообмен, а на ребрах и изломах имеются положительно заряженные участки интенсивного ионообмена. И. Д. Седлецкий [132] показал, что силы взаимодействия между монтмориллонитовыми частицами неравномерны на разных сторонах кристаллов и отличаются большей интенсивностью, чем у каолинитовых.

С этой точки зрения, как справедливо отмечает А. К. Ларионов [71], весьма интересны исследования И. В. Попова и Г. Г. Зубковича [116], которыми установлено, что на поверхности скола глинистых частиц могут оказаться атомы Si, Al, Mg, O и гидроксильной группы OH и вследствие этого должны появляться заряды разных знаков и возникать многообразные сложные процессы.

На основании изложенного, А. К. Ларионов считает, что максимальная концентрация зарядов приходится на углы и ребра кристаллических решеток, которые вместе с участками, покрытыми тонкими коллоидными оболочками, названы Е. М. Сергеевым энергетически активными. Абсолютная величина заряда и его знак зависят от кристаллохимических особенностей минерала, состава обменных ионов и характера окружающей среды [71].

Упрощенная классификация глинистых грунтов, основанная на количественном содержании фракции глинистых, пылеватых и песчаных частиц, приведена в табл. 3 [71].

Таблица 3

Упрощенная классификация грунтов
(по В. В. Охотину)

Грунт	Содержание глинистых частиц, %
Глина тяжелая	> 60
Глина	60—30
Суглинок:	
тяжелый	30—20
средний	20—15
легкий	15—10
Супесь:	
тяжелая	10—6
легкая	6—3
Песок	< 3

Примечание. Если в грунте пылеватых частиц больше, чем песчаных, то к наименованию грунта прибавляется слово пылеватый.

Классификация глинистых грунтов по гранулометрическому составу является вспомогательной. Эта классификация не может полностью охарактеризовать механические свойства глинистых грунтов, так как они, кроме размеров частиц, обусловлены пористостью, влажностью и связностью. Классификация глинистых грунтов основана на определении предельных значений влажности, характеризующих переход грунта из одного состояния в другое.

§ 4. ОБЩИЕ ПРЕДСТАВЛЕНИЯ О СВЯЗНОСТИ, СТРУКТУРЕ И ТЕКСТУРЕ ГЛИНИСТЫХ ГРУНТОВ

Связность. Особенностью глинистых грунтов (в отличие от песчаных) является их способность оказывать сопротивление растягивающим усилиям, обусловленная наличием структурных связей (сцеплением) между частицами. Прочность связей между частицами глинистого (связного) грунта по сравнению с прочностью минеральных частиц очень мала, следовательно основным

фактором, обуславливающим прочность грунта, является прочность его структурных связей. Поэтому изучение последних чрезвычайно важно для познания природы прочности и деформации глинистых грунтов [71].

На начальном этапе развития механики грунтов К. Терцаги, [141, 142] выдвинул теорию капиллярной связности, согласно которой все явления, имеющие отношение к связности глин, объяснились лишь поверхностным натяжением, а под связностью понималось внутреннее сопротивление трению, вызванное капиллярным давлением. Считалось также, что поверхностное натяжение капиллярной воды существует во всех грунтах без различия величины и формы зерна, с той разницей, что в зависимости от диаметра пор высота капиллярного поднятия в разных грунтах различная. Глинистый грунт К. Терцаги считал механическим скоплением зерен различного размера.

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

В дальнейшем, по мере развития физики и механики грунтов, коллоидной химии, грунтоведения и инженерной геологии, пришлось пересмотреть теорию капиллярной связности К. Терцаги и признать роль «истинного сцепления» в связности глинистых грунтов. Была предложена теория, согласно которой связность объяснялась склеивающим действием тонких слоев воды. Однако эта теория была опровергнута работами Б. В. Дерягина [56], показавшего, что тонкие пленки воды являются не связывающим звеном, а наоборот фактором расклинивающим.

Таким образом, ни капиллярная теория связности, ни теория склеивающего действия тонких слоев воды не были в состоянии объяснить истинную природу связности (прочности структурных связей). Чтобы познать ее, пришлось воспользоваться современными представлениями коллоидной химии о дисперсных системах, коллоидах, учесть новейшие достижения грунтоведения, инженерной геологии, физико-химической механики и т. д.

Природа структурных связей очень сложна, она обусловлена большим комплексом явлений (выкристаллизацией коллоидов, старением, кристаллизацией цементирующих веществ из окружающей среды и т. д.), протекающих в условиях сложных физико-химических процессов в течение длительного периода формирования глинистого грунта. С самого начала осадконакопления образуются первичные структурные связи, а под действием многочисленных внешних и внутренних факторов в грунте возникают новые (вторичные) более прочные связи различной природы [118, 133]. Это значит, что в течение всего геологического периода обра-

зования и существования глинистого грунта прочность его структурных связей изменяется под действием естественных факторов и инженерной деятельности человека; в каждом конкретном случае его прочность обусловлена состоянием плотности, влажности и структурной прочности грунта в данный момент времени [81]. Доказательством влияния инженерной деятельности человека на величину прочности структурных связей глинистых грунтов может служить изменение последней в результате нарушения естественного сложения при всех остальных равных значениях влажности и плотности [31, 114 и др.]. Этими работами, в частности, установлено, что после нарушения естественного сложения грунта его начальное сцепление (прочность структурных связей) восстанавливается не полностью.

На основании изложенных выше работ Н. Я. Денисов [52, 53] предложил сцепление расчленять на *сцепление первичное и сцепление упрочнения*.

Если рассмотреть взаимодействие двух глинистых частиц, то под первичным понимается сцепление, проявление которого обусловлено влиянием сил вторичной валентности Ван-дер Ваальса (межмолекулярные силы), имеющих электрическую природу. Взаимодействие двух соседних частиц происходит при совместном воздействии сил молекулярного притяжения и расклинивающего давления. Последнее может быть вызвано [104]: 1) отличием химического потенциала в слое, разделяющем частицы, от его же значения в объеме; 2) наличием у поверхности частиц равновесных ионных атмосфер и 3) агрегатным состоянием полярной жидкости вблизи граничной поверхности.

Благодаря однозарядности ионных атмосфер двух соседних частиц при достаточной их близости (когда указанные атмосферы пересекаются), помимо сил молекулярного притяжения, проявляются кулоновские силы ионно-электрического отталкивания [56]. В зависимости от соотношения этих сил будет преобладать одна из них. На рис. 1 изображены кривые изменемости величин указанных сил в зависимости от расстояния между частицами, а также приведена кривая их суммарного воздействия. Кривая A соответствует росту сил молекулярного притяжения, P — отталкивания, $R = P - A$ — суммарному воздействию указанных сил. Кривая R показывает, что при достаточном сближении частиц будут превалировать силы молекулярного притяжения (при $h < h_0$), при некотором удалении — силы отталкивания (эта область на графике заштрихована), а при еще большем удалении — снова силы молекулярного притяжения. Диффузные ионные

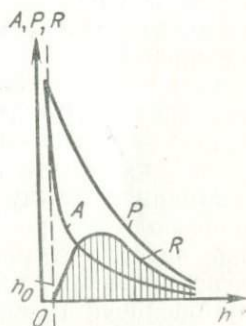


Рис. 1. Зависимость молекулярного притяжения A , электрического отталкивания P и результирующего давления R от толщины слоя между частицами h

слои в случае взаимного перекрытия способны проявлять расклинивающее действие, стремясь отталкивать соседние частицы [56].

Д. М. Толстой [146] показал, что в зависимости от перекрытия ионных атмосфер или гидратных слоев эффект расклинивающего действия тонких слоев будет различным. Перекрытие указанных слоев является следствием приближения частиц под действием внешних нагрузок, которое сопровождается выжиманием из их контактов некоторого количества связанной воды и увеличением ионов в них. Стремление связанной воды увеличивать свою толщину до максимально возможной величины приводит к проявлению указанного давления. Увеличение толщины слоев связанной воды, в свою очередь, приводит к падению расклинивающего давления. Причину понижения прочности глинистых грунтов после разрушения их природного сложения К. Терцаги [141] объясняет увеличением толщины пленок связанной воды после такого разрушения.

Исследованиями Ю. Б. Осипова [107] установлено, что кроме молекулярных и ионно-электростатических сил в тонкодисперсных глинистых системах возникают также связи магнитного характера, которые связаны с наличием в них ферромагнетиков.

В результате различных физико-химических и других процессов сцепление глинистых частиц постепенно возрастает. Дополнительное упрочнение связей между глинистыми частицами во времени при отсутствии уплотнения Н. Я. Денисов [52] назвал сцеплением упрочнения.

Оно проявляется в тех случаях, когда кроме сил вторичной валентности (межмолекулярных), катионно-анионных и водородных связей оказывают влияние также силы первичной валентности (химические связи) [53], проявляющиеся при небольших расстояниях между атомами. В возникновении сцепления упрочнения большую роль играют физико-химические процессы на границе раздела твердой и жидкой фаз. Особое значение имеют адсорбированные на поверхности грубодисперсных зерен коллоидные оболочки (пленки), которые в течение времени застудневают и прочно склеивают более крупные частицы грунта [52].

На основании изложенного можно заключить, что структурные связи несцементированных тонкодисперсных грунтов в основном обусловлены молекулярными и ионно-электростатическими взаимодействиями между частицами, а сцементированных грунтов — также внутрикристаллическими связями химической природы [133], в основе которых лежит электрическое взаимодействие между атомами. Структурные связи несцементированных тонкодисперсных грунтов в грунтоведении принято также называть водно-коллоидными, а сцементированных — кристаллизационными.

Известно, что связность глинистых грунтов не зависит от «склеивающего» действия тонких слоев воды и непосредственного действия сил молекулярного сцепления между крупными частицами [51]. Поэтому связность глин следует объяснить взаимодей-

ствием глинистых частиц посредством коллоидных пленок, образованных на них в результате пептизации водой гидрофильного глинистого материала. Поверхностная золь, возникающая как продукт пептизации глинистого материала, с течением времени превращается в гель (студень) и тем самым увеличивает сцепление между частицами. Подтверждением сказанному служит работа И. В. Гребенщикова [46], посвященная выявлению роли коллоидных пленок кремнекислоты на поверхности силикатов в склеивании этих поверхностей (синерезис). На образование молодых коллоидов в геологически старых грунтах (глинах) путем гидролиза, как это наблюдается в смеси порошка кремнекислоты с водой, содержащей углекислоту, указывал также К. Терцаги [141].

Наряду со способностью коллоидных пленок к застудневанию (гелеобразованию), которое им придает склеивающее свойство, оно может оказывать и смазывающее действие при смачивании водой. Иначе говоря, склеивающая способность этих пленок имеет обратную природу, что придает сцеплению упрочнения тиксотропный характер [45, 124].

Коллоиды и влага играют наиболее активную роль в возникновении и изменении прочности глинистых грунтов, в формировании их структуры, они придают им структурную активность. При отсутствии воды грунт переходит в структурно неактивное состояние, примером которого может служить сухой лёсс [53], превращающийся под действием нагрузки в порошок.

Сцепление упрочнения может быть обусловлено также протекающим во времени выпадением из поровой воды различных химических веществ, играющих роль природного цемента, биологических процессами, перекристаллизацией тонкодисперсных глинистых минералов, переориентацией частиц [53] и т. д. Оно может быть водостойким, водонестойким и временным. Водостойкость и неводостойкость зависят от растворимости цемента в воде, а если цементом является лед, то сцепление упрочнения будет зависеть от температуры грунта; в свежих рыхлых осадках оно может иметь также тиксотропный характер [52]. Сцепление упрочнения является очень важным прочностным фактором и без его устранения нельзя добиться существенной объемной деформации (уплотнения и набухания) грунта.

Таким образом, изменение связности грунта требует определенного времени и, как справедливо отмечает Н. Н. Маслов [82], при такой оценке ее природы понятие о связности глины теряет свою механическую трактовку и твердо становится на диалектическую основу.

Структура и текстура. В механике грунтов структура глин, которая относится к одному из важнейших петрографических признаков грунтов, впервые описана К. Терцаги [141]. Основываясь на понятии нулевого трения между частицами, К. Терцаги описал ячеистую и хлопьевидную структуры, а А. Каззагранде [171] — неоднородно-ячеистую структуру суглинка. Исхо-

дя из тех же позиций, структуры глинистых грунтов описали также М. М. Филатов [148] и др.

Описания структур глинистых грунтов, отвечающие условию механического скопления частиц различных размеров, не учитывают изменений, протекающих в длительном процессе формирования их физико-механических свойств [71, 78]. Они не отражают условия образования, степень однородности, а также влагоемкость, деформируемость и прочность глинистых грунтов, их изменимость во времени под действием силовых и других внешних факторов.

На основании современных представлений о строении глинистых грунтов, развитых в работах А. Н. Заварицкого, М. М. Филатова [148], И. В. Попова [114, 116], В. А. Приклонского [118], Е. М. Сергеева [133] и др., и особенностей их инженерно-геологических свойств принято под *структурой* понимать размер, форму, характер поверхности, количественное соотношение слагающих элементов (отдельных частиц и агрегатов) и характер взаимосвязи их друг с другом. Под *текстурой* понимается пространственное расположение слагающих элементов грунта (независимо от их размера).

Наряду с приведенным выше (наиболее полным) определением понятия структуры имеются и другие. В частности, С. А. Захаров [155] структурой грунта называет его строение, т. е. взаимное расположение отдельных минералов частиц или отдельных агрегатов, на которые грунт может распадаться в условиях залегания. И. М. Горькова [45], исходя из коллоидно-химического понимания взаимодействия частиц грунта, под структурой подразумевает взаиморасположение частиц и характер связей между ними в различных условиях. По В. Д. Ломтадзе [78], структура грунта определяется формой, размерами и относительным количественным содержанием основных компонентов, слагающих породу.

Применительно к глинистым грунтам предложены дополнительные понятия о макро-, мезо- и микроструктуре, подробное описание и методы исследования которых приведены в литературе [100]. Для определения инженерно-геологических и механических свойств глинистых грунтов особый интерес представляет микроструктура, причем здесь главным является установление наличия закономерностей в ориентации частиц.

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

Рассматривая картину распределения минералов в глинах с учетом закономерностей коллоидной химии, В. Лемб [179] отмечает, что для морских глин свойственна рыхлая структура (рис. 2, а), подобная структуре Гольдшмидта. Осажденным в пресной воде породам свойственна более плотная структура (см. рис. 2, б), а для перемятой глины характерно параллельное расположение

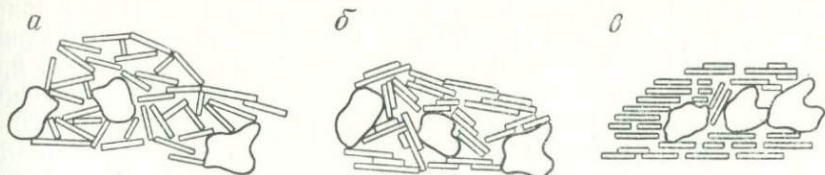


Рис. 2. Структуры глинистых грунтов (по В. Лембу).
a — ненарушенная структура, отложение в соленой воде; *б* — ненарушенная структура, отложение в пресной воде; *в* — нарушенная структура

глинистых частиц с короткими связями между ними (рис. 2, *в*). По В. Лембу, если коллоидные частицы (глины) и крупные зерна (песка и ила) перемешаны, то крупнозернистые частицы в глинистой массе распределены беспорядочно.

В неустойчивой структуре «карточного домика» Гольдшмидта — Лемба кромки одних минералов соприкасаются с плоскостями других при условиях, когда адсорбция на углах минералов и вдоль плоскостей различна. Указанная ориентация, с одной стороны, обусловлена конечностью времени установления расположения пластинчатых частиц, а с другой — электростатическим притяжением между отрицательно заряженными плоскостями и положительно заряженными их кромками [198].

Модель структуры «карточного домика» в значительной степени зависит от концентрации электролита. В случае большой его концентрации общая сила взаимодействия частиц является притягивающей, а система их расположения треугольной (сокращающейся). Если поровая вода представляет собой слабую концентрацию электролита, то характерна алмазная (расширяющаяся) структура (рис. 3). При увеличении содержания электролита или при приложении напряжений сдвига (менее разрушающих) алмазная структура может преобразовываться в более устойчивую треугольную, а переход последней в алмазную может осуществляться только после первичной текучести коллоидной структуры. Переход из сокращающегося в расширяющееся состояние может осуществ-

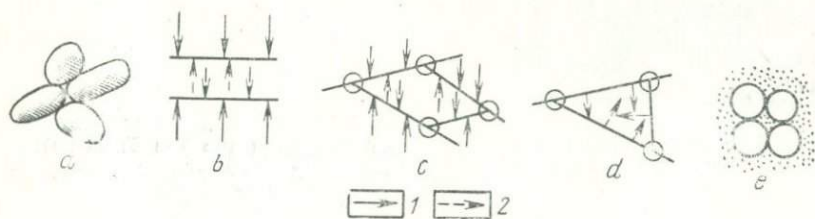


Рис. 3. Виды структур глинистого грунта (по Д. Тролопу и М. Цаферу).
a — замкнутая зернистая; *в* — рассеянная коллоидная; *с* — алмазная коллоидная; *д* — треугольная коллоидная; *е* — сыпучая зернистая, стабилизированная коллоидной основой массой. 1 — внешние силы; 2 — силы, действующие между частицами

ляться и в результате катионного обмена. Если ионы при сокращающейся (треугольной) системе нейтрализуют отталкивающие силы частицы, выщелачиваются, то постепенно уменьшается притяжение частиц и начинают доминировать отталкивающие силы. Следовательно, характер взаимодействующих сил частиц является обратимым. Следует также отметить, что при наращивании структурной прочности грунта алмазное расположение частиц значительно больше зависит от внешних сил, чем треугольное.

Д. Тролоп и М. Цафер [197] описали стабилизированную коллоидами сыпучую зернистую структуру (см. рис. 3). Последняя основана на предположении В. Лемба о беспорядочном расположении крупных зерен в глинистой массе. В этой структуре действие глинистой массы, как «заполнителя пустот», характеризуется сопротивлением более тесному сближению крупных зерен. Д. Тролоп и С. Чэн [198] считают, что независимо от состояния грунта его всегда можно рассмотреть как модель крупных зерен, которые беспорядочно расположены по всей массе и обычно разделены глинистой массой. По их мнению, здесь нужно принять во внимание только характер и степень перематия. Полное перематие коллоидной структуры можно охарактеризовать как условие, при котором структура «карточного домика» полностью переходит в ориентированную. Это значит, что основная разница между ненарушенным и нарушенным грунтами заключается в степени ориентировки частиц и что ни в одном случае нет значительного различия в распределении крупных зерен.

Однако, как указывают Н. Я. Денисов [53], Д. Тролоп и С. Чэн [198], параллельно расположенные частицы, стремясь приспособиться к более низкому энергетическому уровню, изменяют свою ориентировку во времени. Эти внутренние структурные измене-

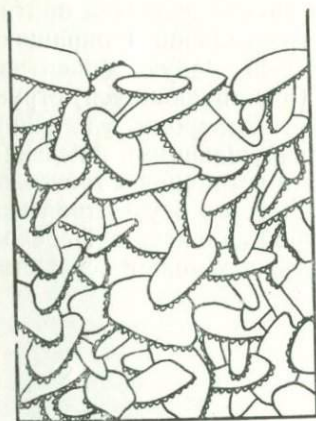


Рис. 4. Схема структурной сетки глинистого грунта по Тан Тьенг-ки

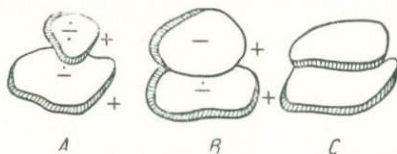


Рис. 5. Типы связей между глинистыми частицами (по Тан Тьенг-ки).
Контакты: А — точечный; В — линейный; С — плоский

ния отражаются на физическом поведении грунта в виде нарастания его прочности во времени (тиксотропное упрочнение).

Сыпучая зернистая структура, окруженная глинистой массой, была использована Д. Тролопом и С. Чэном [198] для объяснения

причин ступенчатой деформации и механизма разрушения глинистых грунтов при сдвиге.

Описания структур глинистых грунтов выполнены также И. Розенквистом [187], Л. Бьеррумом [166] и др. [23, 41, 48, 148]. Тан Тьенг-ки [192, 193] предложил схему структурной сетки глинистого грунта (рис. 4), в основу которой положены связи в виде точечного, линейного и плоского соприкосновения частиц грунта (рис. 5).

В настоящее время исследованиями, проведенными при помощи электронно-микроскопических методов, выделяют следующие типы структурных систем по их ультрамикроскопическому строению [71]:

1) с параллельным расположением чешуйчато-пластинчатых частиц;

2) с «карточным» расположением чешуйчато-пластинчатых частиц;

3) со смешанным параллельно-карточным размещением частиц;

4) сложенные чешуйчато-пластинчатыми частицами и округлыми, кубическими, трубчатовидными, неправильными и другими тонкодисперсными зернами, имеющими объемную форму (войлочные системы);

5) с радиально-лучистым расположением тонких частиц вокруг крупных тонкодисперсных зерен;

6) со скорлуповидным расположением тонкочешуйчатых частиц с образованием яйцевидных агрегатных форм;

7) с хаотическим размещением различных по морфологии тонких частиц;

8) микроагрегативная параллельно-слоистая;

9) микроагрегативная контактная, в которой агрегаты размещаются под углами друг к другу;

10) смешанная микроагрегативная, в которой встречаются различные ориентировки агрегатов;

11) агрегативно-частичная, в которой между агрегатами развиты различно ориентированные частицы разной морфологии.

Для оценки прочности и деформируемости глинистых грунтов большой интерес представляет установленное Е. Е. Сегаловой и П. А. Ребиндером [131] существование физико-химико-механических структур (тиксотропно-коагуляционной и конденсационной) в дисперсных телах.

Под тиксотропно-коагуляционной подразумевается структура, которая является результатом частичного восстановления связности после механического разрушения, т. е. диспергирования первичных, конденсационных структур [121].

Особенностью коагуляционных структур является их способность к обратному восстановлению после механического разрушения связей, т. е. тиксотропному упрочнению. Они обладают наиболее низкой прочностью по сравнению с конденсационной, ярко выраженными пластично-вязкими свойствами (ползучестью, струк-

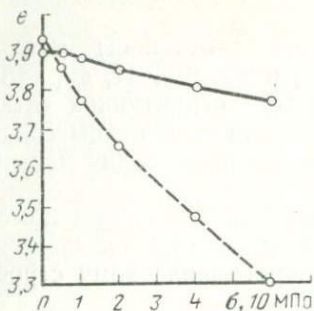


Рис. 6. Компрессионные кривые диатомитового грунта естественного (сплошная линия) и нарушенного (пунктирная линия) сложения

туры прочны, они по своим механическим свойствам приближаются к твердым телам, бетону. Конденсационной может считаться также структура, образованная при непосредственном сближении твердых частиц в результате испарения влаги из тиксотропно-коагуляционной структуры или же при выкристаллизовании твердой фазы в результате прямого срастания кристаллов в поликристаллический агрегат.

К конденсационной структуре может привести также старение коллоидов. В. Беммелен [141] указывает на старение коллоидов и потерю их коллоидной природы во времени с превращением в кристаллоиды.

Обводнение конденсационной структуры может привести к адсорбционному понижению прочности и обратному переходу к коагуляционной структуре. Понижение прочности высушенных грунтов на 50% при гигроскопическом их водонасыщении отмечено А. Аттербергом [141]. Адсорбционное понижение прочности твердых тел исследовано П. А. Ребиндером, а глин — И. М. Горьковой [45]. Конденсационная структура соответствует проявлению в грунте связей в виде сцепления упрочнения.

Кроме того, в грунтах могут существовать смешанные структуры [45].

На важность влияния структурной прочности на прочностные и деформационные свойства глинистых грунтов указывали Г. И. Тер-Степанян [144], С. А. Роза [126], Н. Я. Денисов [53], В. А. Приклонский [118], В. Д. Ломтадзе [78], И. М. Горькова [44], М. Н. Гольдштейн [34], Н. А. Цытович [155], Е. М. Сергеев и др. [133], С. Р. Месчян [86, 92] и др.

На рис. 6 показано влияние структурной прочности на деформативные свойства диатомитового грунта нарушенной и ненарушенной структуры при его испытании в условиях компрессии [92].

турной текучестью), так как их частицы связаны между собой силами Ван-дер-Ваальса, действующими через прослойки жидкой фазы. Прочность связей таких структур непостоянна. При гидратации наблюдается понижение прочности, а при дегидратации — ее увеличение. Тиксотропно-коагуляционная структура соответствует случаю проявления первичного сцепления между частицами глинистого грунта.

Под конденсационной подразумевается структура, которая под воздействием нагрузки способна необратимо разрушаться. Она возникает в результате действия наибольших сил сцепления и соответствует наибольшей энергии связи. Конденсационные струк-

§ 5. ФИЗИЧЕСКИЕ И ВОДНЫЕ СВОЙСТВА ГЛИНИСТЫХ ГРУНТОВ

Физические свойства. Основными физическими свойствами глинистых грунтов являются: влажность w , плотность γ_s и объемная масса γ .

Влажностью грунта принято называть количество воды, удаляемой из грунта при высушивании его до постоянной массы при температуре 100—105° С. Весовой влажностью грунта w называют выраженное в процентах отношение массы воды g_2 к массе твердых частиц g_1 данного объема грунта ($w = g_2/g_1 \cdot 100\%$).

Весовая влажность грунта при естественном его залегании называется *естественной влажностью*.

В зависимости от вида воды (гигроскопической, пленочной, капиллярной, свободной), содержащейся в грунте (см. § 2), влажностными характеристиками грунта служат также: гигроскопическая влажность w_g , максимальная гигроскопичность w_{mg} , максимальная молекулярная влагоемкость $w_{мв}$, капиллярная влагоемкость $w_{кв}$ и полная влагоемкость w_n [133].

Отношение объема воды в грунте ко всему объему грунта называется объемной влажностью w_0 , а относительное содержание воды в объемах пор грунта (отношение объема поровой воды к объему пор), характеризующее степень их заполнения водой,— степенью водонасыщения S_r .

Весовую влажность глинистого грунта w определяют по ГОСТу 5179—64, а количество гигроскопической воды — по ГОСТу 5180—64, которые распространяются на грунты, состоящие преимущественно из частиц размером менее 0,5 мм. Максимальную молекулярную влагоемкость, т. е. весовую влажность при наибольшем количестве в грунте гигроскопической и пленочной (рыхлосвязанной) воды, определяют методом влагоемких сред А. Ф. Лебедева [72], усовершенствованного А. М. Васильевым [16].

Полная влагоемкость w_n и степень водонасыщения S_r грунта, а также объем воды V_w в единице объема грунта вычисляются по приведенным ниже формулам (I. 7) — (I. 10).

Физическое состояние глинистых грунтов в основном обусловлено их влажностью. В зависимости от ее величины глинистые грунты могут находиться в состоянии твердой, пластичной и текучей консистенции.

При пластичной консистенции глинистые грунты формируются и деформируются необратимо, без существенного изменения объема. Уменьшение влажности, по отношению к указанному состоянию грунта, вначале превращает грунт в полутвердое тело, а затем в тело твердой консистенции. Увеличение влажности превращает грунт в тело текучей консистенции.

В грунтоведении консистенция глинистых грунтов характеризуется пределами пластичности — верхним пределом пластичности (текучести) w_L и нижним пределом пластичности (раскатываемости) w_p .

В интервале изменения влажности в пределах, соответствующ-

щих пределах пластичности (раскатывания и текучести), глинистые грунты находятся в пластичном состоянии. Причем чем больше содержание в грунте глинистых частиц, тем больше разница между влажностями указанных пределов.

Доказано, что отношение влажностей пределов раскатывания w_p и текучести w_L примерно равно 0,5—0,6, а w_p по величине совпадает с максимальной молекулярной влагоемкостью (см. § 2), если $13 \leq w_{\text{ммв}} \leq 24$. Если $24 < w_{\text{ммв}} < 13$, то максимальная молекулярная влагоемкость меньше границы раскатывания [16].

Разность между двумя предельными влажностями принято называть числом пластичности I :

$$I_p = w_L - w_p. \quad (I.1)$$

Согласно СНиП II-15—74 число пластичности I_p служит для глинистых грунтов классификационным показателем (табл. 4).

Таблица 4

Классификация глинистых грунтов по числу пластичности

Грунт	Число пластичности, %
Супесь . .	$1 \leq I_p < 7$
Суглинок	$7 \leq I_p \leq 17$
Глина . . .	$I_p > 17$

Консистенция глинистых грунтов в естественных условиях оценивается показателем I_L .

$$I_L = \frac{w_0 - w_p}{w_L - w_p}, \quad (I.2)$$

где w_0 — естественная влажность грунта.

Классификация глинистых грунтов по показателю консистенции приведена в табл. 5 (СНиП II-15—74).

Приведенный способ оценки глинистого грунта естественного сложения не свободен от недостатков. Во многих случаях можно получить ложное представление о грунте, так как способ не указывает влияния структуры грунта на его состояние. Вследствие этого грунт, обладающий влажностью, намного превышающей его влажность на пределе текучести, может иметь твердую консистенцию.

Существуют несколько методов определения границ раскатывания и текучести глинистых грунтов. Эти границы в какой-то степени являются условными величинами. Их условность прежде всего обусловлена тем, что обычно переход грунта из пластичного

Классификация глинистых грунтов по консистенции

Грунт	Консистенция	I_L
Супесь	Твердая	$I_L < 0$
	Пластичная	$0 \leq I_L \leq 1$
	Текучая	$I_L > 1$
Суглинок и глина	Твердая	$I_L < 0$
	Полутвердая	$0 \leq I_L \leq 0,25$
	Тугопластичная	$0,25 \leq I_L \leq 0,50$
	Мягкопластичная	$0,50 \leq I_L \leq 0,75$
	Текучепластичная	$0,75 \leq I_L \leq 1$
	Текучая	$I_L > 1$

состояния в твердое или в текучее происходит нескачкообразно, а постепенно. Следовательно, величины ω_p и ω_L не могут полностью охарактеризовать эти переходы.

Границы пластичности глинистых грунтов определяют по ГОСТу 5183—64 (метод раскатывания) и ГОСТу 5184—64 (метод балансирного конуса). Эти ГОСТы распространяются на несцементированные грунты, состоящие преимущественно из частиц менее 1 мм, и устанавливают методы определения ω_p и ω_L образцов при исследованиях грунтов для строительства всех видов сооружений.

Плотность γ_s или масса твердых частиц в единице объема равна отношению массы твердых частиц g_1 к их объему V_1 ($\gamma_s = g_1/V_1$).

Величина плотности грунта обусловлена его минеральным составом, плотностью основных породообразующих минералов ($\gamma_s = 2,4 \div 2,8$ г/см³) и органического вещества ($\gamma_s = 1,25 \div 1,40$ г/см³). Плотность глинистых грунтов изменяется в пределах $2,4 \div 2,8$ г/см³. В некоторых случаях она может достигать $3,0$ г/см³.

По данным Д. Е. Польшина [113], плотность глинистых грунтов, не содержащих органических веществ, изменяется в следующих пределах (табл. 6).

Плотность диатомитовых глин [92] изменяется в пределах $2,36 \div 2,59$ г/см³, торфа [16] $0,5 \div 0,8$ г/см³.

В табл. 7 приведены средние значения удельной массы некоторых глинистых грунтов [78].

Объемная масса γ , или масса грунта в единице объема, равна отношению массы грунта $g_{гр}$ к его объему $V_{гр}$. Объемная масса совершенно сухого грунта называется объемной массой скелета

Таблица 6

Плотность глинистых грунтов

Грунт	Пределы плотности, г/см ³	Среднее значение, г/см ³
Супесь	2,68 ÷ 3,72	2,70
Суглинок	2,69 ÷ 2,73	2,71
Глина	2,71 ÷ 2,76	2,74

γ_d . Она равна отношению массы твердых частиц g_1 к объему грунта $V_{гр}$ и вычисляется по формуле

$$\gamma_d = \frac{\gamma}{1 + 0,01 w} \quad (I.3)$$

Объемная масса грунтов обусловлена их минеральным составом, плотностью (пористостью) и влажностью. Именно поэтому, в отличие от удельной массы, она изменяется в широких пределах — от 1,20 до 2,2 г/см³ (см. табл. 7). Пределы изменчивости объем-

Таблица 7

Основные показатели физических свойств некоторых глинистых грунтов (по В. Д. Ломтадзе)

Грунт (порода)	Район	γ_s^* г/см ³	γ , г/см ³	γ_d^* г/см ³	n , %	e
Пласты:						
кембрийские	г. Ленинград	2,74	2,16	1,90	30	0,43
верхнедевонские	р. Свирь	2,85	2,18	1,86	32	0,47
нижнекаменноугольные	г. Нелидово	2,67	2,07	1,72	34	0,52
верхнекаменноугольные	г. Москва	2,60	2,05	1,72	34	0,52
татарского яруса	р. Шексна	2,77	2,08	1,72	38	0,61
верхнеюрские (келловей)	г. Ярославль	2,66	1,88	1,41	47	0,89
" (кимеридж)	г. Москва	2,78	1,84	1,32	52	1,10
нижнемеловые (готерив)	г. Ульяновск	2,70	1,92	1,47	46	0,85
" (апт)	г. Ульяновск	2,70	1,95	1,52	44	0,78
верхнемеловые (сантон)	р. Дон	2,59	1,84	1,36	48	0,92
палеогеновые (киевские)	г. Волгоград	2,53	1,80	1,33	47	0,89
" спондиловые	г. Киев	2,75	1,90	1,47	44	0,78
майкопские	г. Волгоград	2,70	1,80	1,27	53	1,12
нижнесарматские	г. Севастополь	2,70	1,74	1,17	56	1,28
мэотические	г. Одесса	2,74	2,01	1,61	43	0,76
хвалинские	г. Волгоград	2,77	1,92	1,44	48	0,92
льодиевые	р. Быг	2,75	1,78	1,20	57	1,33
ленточные	г. Ленинград	2,72	1,91	1,44	47	0,89
моренные суглинки московско-	р. Нева	2,69	2,21	1,95	28	0,39
го горизонта						
Лёсс	г. Запорожье	2,62	1,48	1,36	48	0,92

ной массы скелета значительно уже, поскольку она не зависит от влажности грунта.

Объемная масса грунта под водой равна отношению массы грунта, облегченного массой вытесненной им объема воды g_v , к объему грунта $V_{гр}$.

Пористость является важнейшим физическим свойством, характеризующим плотность упаковки частиц грунтов, обуславливающим их прочностные и деформационные свойства. Эта величина переменная, изменяемая под действием как силовых, так и влажностных факторов (набухание, усадка).

Пористостью n принято называть объем пор в единице объема грунта, а коэффициентом пористости e — отношение объема пор n к объему m твердых частиц в единице объема (I. 4) — (I. 6).

В зависимости от обстановки образования (в море или на суше) и условий уплотнения (величины и длительности действия бытовой нагрузки) глинистые грунты могут находиться в нормально уплотненном, недоуплотненном и переуплотненном состояниях.

Нормальное уплотнение глинистых отложений протекает в условиях минимального трения между частицами и полного отсутствия сцепления упрочнения [53]. Примером нормального уплотнения может служить уплотнение глинистой пасты при влажности, равной пределу текучести глинистого грунта. Принято считать, что в этом случае существует истинное соответствие пористости давлению.

Если в процессе уплотнения глинистого материала в воде или на суше проявляются факторы, препятствующие перемещениям структурных элементов в виде сцепления упрочнения, или не имеется достаточно времени, необходимого для установления соответствия плотности и влажности давлению, глинистый грунт может оказаться в недоуплотненном состоянии [54]. Примерами таких грунтов могут служить высокочувствительные к разрушению естественного сложения четвертичные морские пльвунные глины Норвегии, Швеции, Канады [54], иольдиевые и ленточные глины Северо-Запада СССР [144], а также лёссы и лёссовидные суглинки. Эти грунты в естественном состоянии обладают достаточной прочностью, а при разрушении их структуры под действием нагрузок или дополнительного увлажнения превращаются в жидкую или разжиженную массу [144].

К переуплотненным относятся плотные, обладающие большой структурной прочностью третичные глины твердой и полутвердой консистенции, которые после нормального уплотнения претерпели разгрузку в результате действия ряда геологических факторов. Естественная пористость указанных грунтов не соответствует давлению, под действием которого они находятся в настоящее время.

Естественную уплотненность глинистых грунтов принято оценивать коэффициентом уплотненности K_y [54] (отношение коэффициента пористости e_T пасты при $\omega = \omega_L$ к коэффициенту по-

ристости грунта в естественном состоянии e_0). Для нормально уплотненных грунтов коэффициент уплотненности равен единице, для недоуплотненных грунтов $K_y < 1$, а для переуплотненных грунтов $K_y > 1$.

Зная три основные характеристики свойств грунтов (весовую влажность w , плотность γ_s и объемную массу γ), а также используя понятие объемной массы скелета γ_d , все остальные показатели характеристик физических свойств вычисляют по формулам (I. 4) — (I. 12) [155].

Методы определения показателей физических свойств глинистых грунтов подробно изложены в литературе [16, 77, 100, 101], а также в соответствующих ГОСТах.

*Величины характеристик физических свойств грунтов,
вычисляемые по данным опытов*

1. Относительная пористость (коэффициент пористости):

$$e = \frac{\gamma_s - \gamma_d}{\gamma_d}; \quad (I.4)$$

2. Объем твердых частиц в единице объема грунта:

$$m = \frac{\gamma_d}{\gamma_s} 100 = \frac{1}{1 - e} 100, \%; \quad (I.5)$$

3. Объем пор в единице объема грунта:

$$n = \left(1 - \frac{\gamma_d}{\gamma_s}\right) 100 = \frac{e}{1 + e} 100, \%; \quad (I.6)$$

4. Полная влагоемкость:

$$w_n = \frac{e \cdot \gamma_w}{\gamma_s} 100, \%; \quad (I.7)$$

5. Степень водонасыщения:

$$S_r = \frac{w}{w_n} = \frac{w \cdot \gamma_s}{e \cdot \gamma_w}; \quad (I.8)$$

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

$$V_w = \frac{w \cdot \gamma_d}{100 \cdot \gamma_w}; \quad (I.9)$$

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

$$V_{m_n} = \frac{w_n \cdot \gamma_d}{100 \cdot \gamma_w}; \quad (I.10)$$

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

$$V_r = \left(\frac{e}{\gamma_s} - \frac{0,01 w}{\gamma_w} \right) \cdot \gamma_d; \quad (I.11)$$

9. Объемная масса облегченного в воде двухфазного грунта ($S_r = 1$):

$$\gamma' = \frac{\gamma_s - \gamma_w}{1 + e}, \quad (I.12)$$

где γ_w — удельная масса воды.

Водные свойства. При оценке глинистого грунта как основания, среды и материала для возведения земляных сооружений большое значение имеет определение его свойства, связанного с взаимодействием с водой, — водопрочность. Под водопрочностью понимается способность грунтов сохранять механическую прочность и устойчивость при статическом и динамическом воздействии воды [133]. Под статическим воздействием воды глинистый грунт может размокать, т. е. превращаться в рыхлую бесформенную, очень непрочную массу, набухать, в результате испарения влаги подвергаться усадке, а при динамическом воздействии воды происходит размыв. Взаимодействие воды с грунтом, обладающим кристаллизационными структурными связями, приводит к адсорбционному понижению его прочности (размягчению), известного под названием эффекта Ребиндера [120] (см. § 4).

Пористость грунта способствует просачиванию (фильтрации) воды сквозь основания сооружений, тела земляных плотин, приводящему к оттоку воды из водохранилищ или же притоку в котлованы строящихся сооружений, существенно усложняя проведение строительных работ. Водопроницаемость (фильтрация) имеет важное значение также для изменяемости во времени прочностных свойств водонасыщенных глинистых грунтов, прогноза длительной деформации оснований и земляных сооружений, сложенных из этих грунтов.

Размокаемость — способность глинистого грунта при впитывании воды терять связность и превращаться в рыхлую породу с полной потерей несущей способности [16], определяют испытанием под водой образцов естественного и нарушенного сложения.

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

Размоканию, обычно, подвергаются те глинистые грунты, влажность которых меньше их максимальной молекулярной влагоемкости (см. § 2). 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 воды и стать причиной потери связности или удаления частиц друг от друга.

Увеличение объема глинистого грунта вследствие дополнительного увлажнения называется *набуханием*. Оно обусловлено составом, строением, влажностью грунта, химическим составом и концентрацией водного раствора, взаимодействующего с грунтом и величиной внешней нагрузки [78, 133]. Свойством набухаемости, как и размокаемости, обладают те глинистые грунты, влажность которых меньше их максимальной молекулярной влагоемкости. При ограничении деформации объема набухающего грунта при увлажнении развивается давление набухания.

Следовательно, если естественная влажность грунта выше или равна максимальной молекулярной влагоемкости, дополнительное увлажнение не может привести к набуханию, так как его максимальное набухание соответствует наибольшему содержанию связанной воды (гигроскопической и рыхлосвязанной). Однако, как отмечает А. М. Васильев [16], при наличии свободной воды в грунте и равномерном распределении ее между частицами, при помощи сил, могущих произвести отделение одних частиц от других, суглинистые и глинистые грунты могут перейти в текучее состояние.

По действующим строительным нормам и правилам (СНиП II-15—74) набухающими считаются грунты, у которых величина относительного свободного набухания при отсутствии бокового расширения образцов $\delta_n \geq 0,04$

$$\delta_n = \frac{h_{nc} - h}{h}, \quad (I.13)$$

где h_{nc} — высота образца после свободного набухания в условиях отсутствия бокового расширения в результате замачивания до полного водонасыщения; h — начальная высота образца природной влажности. Набухаемость грунта характеризуется объемной деформацией набухания, влажностью набухания, при которой отсутствует набухание в данном его состоянии, и давлением набухания, развиваемым при отсутствии деформации набухания.

Усадка — явление обратное набуханию, обусловлена как испарением влаги из грунта при высыхании, так и физико-химическими процессами (синерезисом).

Усадка вследствие удаления влаги из грунта во время высыхания характеризуется величинами относительной линейной и объемной усадки δ_y , влажностью w_y и пористостью e_y усадки при максимальном уменьшении объема образца.

Согласно действующим СНиП II-15—74

$$\delta_y = \frac{h_n - h_y}{h_y}, \quad (I.14)$$

где h_n — высота образца грунта, сжатого под давлением σ без возможности бокового расширения; h_y — то же, после уменьшения влажности в результате высыхания.

К числу свойств, связанных с взаимодействием воды с глинистым грунтом, можно отнести и *просадочность*, обусловленную

дополнительным уплотнением (просадкой) при замачивании под действием собственной массы грунта или внешней нагрузки [155].

Свойством просадочности в основном обладают лёссы и макропористые лёссовидные суглинки, имеющие высокую пористость ($e \approx 1$), небольшую влажность ($S_r < 0,8$) и содержащие большое количество частиц крупной пыли, небольшое количество глинистых частиц, карбонат кальция ($>10\%$), а также легкорастворимые соли, придающие этим грунтам дополнительную структурную прочность. Замачивание просадочных грунтов становится причиной размягчения и растворения солей на контактах частиц, что приводит к понижению структурной прочности и дополнительному уплотнению грунта (уменьшению пористости e).

Величину просадочности глинистых грунтов в лабораторных условиях принято определять замачиванием образцов в условиях отсутствия бокового расширения (компрессии) под действием заданной нагрузки σ . Просадочность грунта характеризуется относительной просадочностью δ_{np} и начальным, просадочным давлением (СНиП II-14—74):

$$\delta_{np} = \frac{h' - h_{np}}{h_0}, \quad (I.15)$$

где h' — высота образца грунта природной влажности, сжатого под давлением σ (без возможности бокового расширения), равным давлению собственной массы грунта на рассматриваемой глубине, и фундамента, или массы грунта в зависимости от вида рассматриваемых деформаций; h_{np} — высота того же образца после замачивания его до полного водонасыщения при сохранении давления σ ; h_0 — высота того же образца природной влажности, сжатого давлением, равным давлению собственной массы грунта на рассматриваемой глубине.

Начальное просадочное давление σ_{np} — это то минимальное давление, при котором проявляются просадочные свойства грунта в условиях его полного водонасыщения. Для его определения в лабораторных условиях просадочное давление принимается равным давлению, при котором относительная просадочность равна 0,01 (СНиП II-15—74).

Вопросы природы и методы определения водных свойств глинистых грунтов подробно изложены в книгах А. М. Васильева [16], В. Д. Ломтадзе [77], Е. Г. Чаповского [157] и Методическом пособии [100].

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 (разностью напоров) в поровой жидкости. Это передвижение свободной воды называется водопроницаемостью или фильтрацией.

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

$$v = k \cdot \frac{H_1 - H_2}{L} = k \cdot i, \quad (I.16)$$

где k — коэффициент водопроницаемости (фильтрации); i — градиент напора (гидравлический уклон).

Т а б л и ц а 8

Порядок величин коэффициента водопроницаемости для различных грунтов

Грунт	k , см/с
Песок	$\alpha \cdot 10^{-1} - \alpha \cdot 10^{-4}$
Супесь	$\alpha \cdot 10^{-3} - \alpha \cdot 10^{-6}$
Суглинок	$\alpha \cdot 10^{-5} - \alpha \cdot 10^{-8}$
Глина	$\alpha \cdot 10^{-7} - \alpha \cdot 10^{-10}$

Примечание. Для выражения величины коэффициента фильтрации через см/год можно принять, что $1 \text{ см/с} \approx 3 \cdot 10^7 \text{ см/год}$. α — любое постоянное число от 1 до 9. При переходе от см/с в м/сут следует k умножить на переводной коэффициент, равный 864.

Водопроницаемость грунтов характеризуется коэффициентом водопроницаемости (фильтрации) k , который при единичном градиенте напора равен скорости фильтрации ($v = k$).

Новейшими исследованиями [133] установлено, что фильтрация связанных (глинистых) грунтов при малых градиентах напора отклоняется от закона Дарси. В этом случае зависимость скорости фильтрации v от градиента напора i подчиняется нелинейному закону. Причем до достижения i величины начального градиента напора i_n фильтрация воды отсутствует. Указанное явление грунтоведы объясняют осмотическим давлением, связанным адсорбцией газов на поверхности частиц, образованием пленок воды, уменьшающих активную пористость грунта.

Водопроницаемость грунтов обусловлена гранулометрическим составом, плотностью, количеством связанной воды и газа, а также температурой. Величина коэффициента фильтрации грунтов обычно изменяется в следующих пределах [155] (табл. 8).

Приборы и методы лабораторного определения коэффициента фильтрации грунтов подробно изложены в работах А. М. Васильева [16], В. Д. Ломтадзе [77], С. А. Роза [126], в руководстве [127] и т. д.

ОСНОВНЫЕ ПОЛОЖЕНИЯ МЕХАНИКИ ДЕФОРМИРУЕМОЙ СРЕДЫ И ТЕОРИИ ПРОЧНОСТИ ГРУНТОВ

§ 1. ВВЕДЕНИЕ

Все реальные тела (бетон, древесина, металл, грунт и т. д.) под действием внешней нагрузки изменяют форму и размеры — деформируются. Основными видами испытания грунтов при определении их механических свойств являются: одномерное сжатие (сжатие в условиях отсутствия бокового расширения), простой и чистый сдвиг, кручение, одно- и трехосное сжатие. Основными видами испытания металлов являются: растяжение, сжатие и кручение, а каменных материалов — сжатие.

Сжатие (растяжение). При сжатии (растяжении) образцы материала испытываются на специальных машинах-прессах. Чтобы избежать влияния торцевых ограничений или захватов пресса на результаты опытов, деформацию измеряют в середине образца, на некоторой базе l (рис. 7).

Отношение абсолютной деформации Δl к начальной длине базы l принято называть относительной деформацией ε :

$$\varepsilon = \frac{\Delta l}{l}, \quad (\text{II.1})$$

а отношение внешней нагрузки P к площади поперечного сечения образца F — напряжением σ [9]

$$\sigma = \frac{P}{F}. \quad (\text{II.2})$$

В зависимости от величины напряжения деформация тела может быть упругой (обратимой) и пластической (необратимой, остаточной). Упругой называется та часть деформации, которая после удаления внешней нагрузки полностью исчезает, а тело получает прежние форму и размеры. Та часть деформации, которая после удаления внешней нагрузки не восстанавливается, называется пластической (остаточной).

В зависимости от скорости приложения нагрузки тела могут подвергаться пластичному или хрупкому деформированию и разрушению. В первом случае тела разрушаются при больших пластичных деформациях, а во втором — при малых деформациях вообще, при малых остаточных деформациях в частности.

Из диаграммы растяжения l (рис. 8) видно, что при малых нагрузках относительная деформация ε пластически деформи-

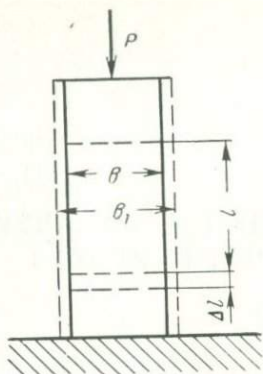


Рис. 7. Схема деформации стержня при сжатии

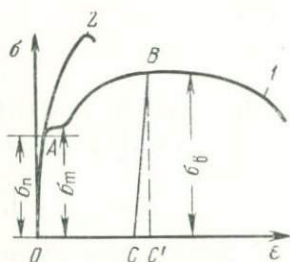


Рис. 8. Диаграмма растяжения пластично (1) и хрупко (2) деформируемых материалов
 $\sigma_{\text{п}}$ — предел пропорциональности;
 $\sigma_{\text{т}}$ — предел текучести; $\sigma_{\text{в}}$ — временное сопротивление растяжению

руемого тела прямо пропорциональна напряжению σ . При больших нагрузках связь между напряжениями и деформациями нелинейная. Из того же рисунка видно, что когда напряжение σ достигает величины $\sigma_{\text{т}}$, материал начинает течь, т. е. начинает деформироваться без увеличения нагрузки. Течение материала на диаграмме растяжения изображается отрезком кривой, параллельной оси абсцисс.

Последующее увеличение нагрузки приводит к некоторому увеличению сопротивляемости материала (см. рис. 8). Предельное значение сопротивляемости материала растяжению (сжатию) $\sigma_{\text{в}} = P_{\text{р}} / F$ (где $P_{\text{р}}$ — разрушающая нагрузка) принято называть временным сопротивлением.

Напряжение, соответствующее величине $\sigma_{\text{п}}$, называется пределом пропорциональности материала, величине $\sigma_{\text{т}}$ — пределом текучести, а $\sigma_{\text{у}}$ — пределом упругости. Предел упругости практически равен пределу пропорциональности материала.

В пределах упругости диаграмма деформации при нагрузке и разгрузке изображается одной и той же прямой OA . Это значит, что деформация материала является упругой (обратимой). При нагрузке образца выше предела упругости деформация материала не является полностью обратимой. В этом случае разгрузка представляется прямой BC , параллельной OA , а полная деформация OC состоит из отрезков упругой CC' и остаточной OC' деформаций.

Диаграмма растяжения хрупко деформированного материала выражается кривой 2 (см. рис. 8). Здесь нет площади текучести, связь между нагрузками и деформациями даже при малых нагрузках не является строго линейной, диаграммы растяжения и сжатия различны.

В пределах пропорциональности (см. рис. 8) зависимость между напряжениями σ и относительными деформациями ε выражается линейным законом Гука:

$$\sigma = E \cdot \varepsilon, \quad (\text{II.3})$$

где E — модуль упругости (Юнга), который имеет размерность напряжения (кгс/см², тс/м², МПа).

Растяжение и сжатие образца из любого материала сопровождается изменением его поперечных размеров — поперечной деформацией (см. рис. 7). Если абсолютная поперечная деформация образца Δb ($\Delta b = b_1 - b$), а его относительная поперечная деформация $\varepsilon_1 = \Delta b/b$, то отношение относительной поперечной деформации к относительной продольной деформации принято называть коэффициентом поперечной деформации или коэффициентом Пуассона μ

$$\mu = \frac{\varepsilon_1}{\varepsilon}, \quad (\text{II.4})$$

величина которого изменяется в пределах от 0 (пробка) до 0,5 (резина).

Используя коэффициент Пуассона, можно (в пределах пропорциональности) определить относительную объемную деформацию элемента

$$\theta = \frac{V_1 - V}{V} = \varepsilon(1 - 2\mu), \quad (\text{II.5})$$

где V_1 — конечный объем элемента; V — начальный его объем.

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

При деформации образца выполняется работа A , которая аккумулируется в виде потенциальной энергии U . В пределах пропорциональности (см. рис. 8), когда сила возрастает постепенно и силы инерции практически равны нулю, можно считать, что

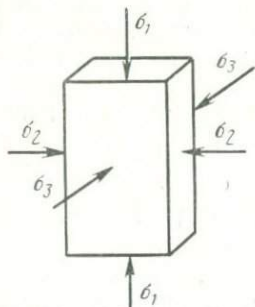


Рис. 9. Схема трехосного сжатия элемента

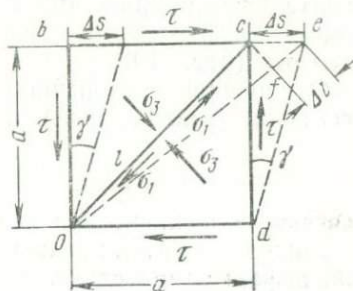


Рис. 10. Схема деформации элемента при чистом сдвиге

в каждый момент времени внешние силы равны внутренним силам, следовательно, равны и проделанные ими работы.

Удельная потенциальная энергия упругих деформаций u , равная потенциальной энергии U в единице объема, определяется из следующего выражения: $u = 1/2 \sigma \cdot \epsilon$.

Трехосное сжатие (растяжение). В случае трехосного сжатия (растяжения), если на всех гранях элемента (образца) действуют нормальные напряжения σ_1 , σ_2 и σ_3 (рис. 9), деформации ϵ_1 , ϵ_2 и ϵ_3 по направлению действия этих напряжений определяются следующими соотношениями:

$$\left. \begin{aligned} \epsilon_1 &= \frac{1}{E} [\sigma_1 - \mu (\sigma_2 + \sigma_3)] \\ \epsilon_2 &= \frac{1}{E} [\sigma_2 - \mu (\sigma_1 + \sigma_3)] \\ \epsilon_3 &= \frac{1}{E} [\sigma_3 - \mu (\sigma_1 + \sigma_2)] \end{aligned} \right\} \quad (II.6)$$

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

В этом случае относительная объемная деформация будет равна:

$$\theta = \epsilon_1 + \epsilon_2 + \epsilon_3 \quad (II.7)$$

или, учитывая (II.6),

$$\theta = \frac{1-2\mu}{E} (\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3). \quad (II.8)$$

Удельная потенциальная энергия упругих деформаций при объемном напряженном состоянии примет вид: $u = 1/2 \sigma_1 \cdot \epsilon_1 + 1/2 \sigma_2 \cdot \epsilon_2 + 1/2 \sigma_3 \cdot \epsilon_3$, а если учесть (II.6), то

$$u = \frac{1}{2E} [\sigma_1^2 + \sigma_2^2 + \sigma_3^2 - 2\mu (\sigma_1 \cdot \sigma_2 + \sigma_1 \cdot \sigma_3 + \sigma_2 \cdot \sigma_3)]. \quad (II.9)$$

Сдвиг. Когда по граням элемента (образца) действуют касательные напряжения τ (см. § 2), элемент подвергается скашиванию — деформации формоизменения, называемой чистым сдвигом (рис. 10).

Отношение деформации сдвига Δs к высоте сдвигаемого элемента (зоне сдвига) a

$$\gamma = \frac{\Delta s}{a} \quad (II.10)$$

называется относительной деформацией сдвига.

Зависимость между касательным напряжением τ и относительной деформацией сдвига γ в пределах пропорциональности (упругости) по аналогии с выражением (II. 3) записывается в виде

$$\tau = G \cdot \gamma \quad (II.11)$$

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

Легко показать, что главные нормальные растягивающие σ_1 и сжимающие σ_3 напряжения, возникающие на плоскостях oc и bd элементарного куба при его чистом сдвиге (см. рис. 10), соответственно равны:

$$\left. \begin{aligned} \sigma_1 &= \tau \\ \sigma_3 &= -\tau \end{aligned} \right\}. \quad (\text{II.12})$$

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

$$G = \frac{E}{2(1 + \mu)}. \quad (\text{II.13})$$

Напряжения, действующие на наклонных плоскостях. На наклонных под углом α сечениях элемента, при его сжатии по разным направлениям (рис. 11) возникают нормальные σ_α и касательные τ_α напряжения. При суммарном действии двух главных нормальных напряжений σ_1 и σ_3 величины σ_α и τ_α определяют из следующих выражений:

$$\sigma_\alpha = \sigma_1 \cdot \cos^2 \alpha + \sigma_3 \cdot \sin^2 \alpha; \quad (\text{II.14})$$

$$\tau_\alpha = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \sin 2\alpha. \quad (\text{II.15})$$

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

$$\sigma_\beta = \sigma_1 \cdot \sin^2 \alpha + \sigma_3 \cdot \cos^2 \alpha; \quad (\text{II.16})$$

$$\tau_\beta = -\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \sin 2\alpha. \quad (\text{II.17})$$

Из (II.14) и (II.16) следует, что

$$\sigma_\alpha + \sigma_\beta = \sigma_1 + \sigma_3 = \text{const}, \quad (\text{II.18})$$

а из (II.15) и (II.17):

$$\tau_\beta = -\tau_\alpha.$$

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

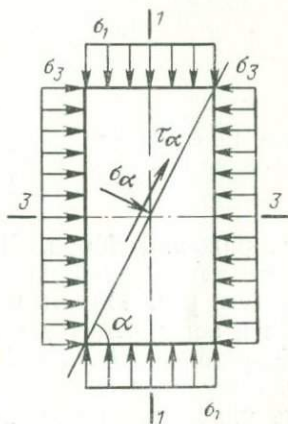


Рис. 11. Главные нормальные напряжения σ_1 и σ_3 и напряжения, действующие на наклонной плоскости элемента

Касательное напряжение τ_α получает свое максимальное значение при $\alpha = 45^\circ$, т. е. когда наклонная площадка делит главные оси пополам

$$\tau_{\max} = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}. \quad (\text{II.19})$$

На той же площадке

$$\sigma_{\alpha=45^\circ} = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2}. \quad (\text{II.20})$$

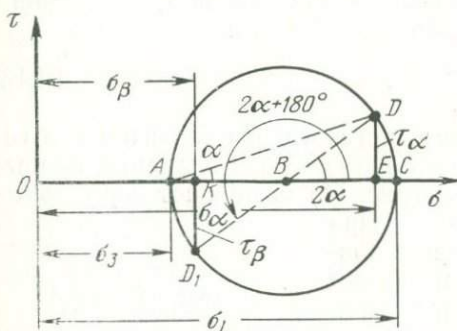


Рис. 12. Определение напряжений, действующих на наклонных плоскостях, при помощи круга Мора

напряжений Мора. Для определения касательного и нормального напряжений на площадке наклоненной к оси $3-3$ под углом α (см. рис. 11), от центра круга B проведем прямую под углом 2α к оси абсцисс до пересечения с кругом Мора в точке D . Координаты OE и DE точки D круга Мора соответственно равны нормальному σ_α и касательному τ_α напряжениям, действующим на указанной наклонной площадке. Следовательно:

$$\tau_\alpha = DE = BD \cdot \sin 2\alpha = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \sin 2\alpha;$$

$$\sigma_\alpha = OE = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} + \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \cos 2\alpha = \sigma_1 \cdot \cos^2 \alpha + \sigma_3 \cdot \sin^2 \alpha.$$

Для определения напряжений σ_β и τ_β , действующих на ортогональной (перпендикулярной) площадке ($\beta = \alpha + 90^\circ$), надо радиус BD продолжить в обратном направлении до пересечения с кругом Мора в точке D_1 и определить координаты этой точки OK и OD_1 , которые соответственно равны σ_β и $-\tau_\beta$. Нетрудно увидеть, что $\tau_\alpha = -\tau_\beta$.

При одноосном сжатии, когда $\sigma_1 \neq 0$, $\sigma_2 = \sigma_3 = 0$, точка A круга Мора совпадает с началом координат системы точкой O .

Если ни одно из главных нормальных напряжений не равно нулю и они не равны друг другу ($\sigma_1 > \sigma_2 > \sigma_3$), то можно рас-

смотреть два случая определения нормальных и касательных напряжений: а) наклонная плоскость (площадка) параллельна одной из главных осей; б) наклонная плоскость одновременно пересекает все три главные оси.

Первый случай соответствует плоскому напряженному состоянию, так как в параллельной главной оси плоскости напряжения не возникают. В этом случае σ_α и τ_α определяются по

приведенным выше формулам. Это значит, что напряжения, возникающие на трех параллельных главных осях наклонных площадках, будут определяться из трех кругов Мора, построенных по величинам трех главных напряжений $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ (рис. 13).

Если наклонная плоскость одновременно пересекает все три главные оси, то доказано, что действующие на этой площадке нормальные и касательные напряжения определяются координатами точек заштрихованной площадки (см. рис. 13).

Если известны величины действующих на взаимно перпендикулярных площадках нормальных ($\sigma_\alpha, \sigma_\beta$) и касательных (τ_α, τ_β) напряжений, можно определить направления и величины главных нормальных напряжений:

$$\left. \begin{aligned} \sigma_1 = & \left\{ \frac{1}{2} (\sigma_\alpha + \sigma_\beta) \pm \sqrt{(\sigma_\alpha - \sigma_\beta)^2 + 4\tau_\alpha^2} \right\} \\ \sigma_3 = & \left\{ \frac{1}{2} (\sigma_\alpha + \sigma_\beta) \pm \sqrt{(\sigma_\alpha - \sigma_\beta)^2 + 4\tau_\alpha^2} \right\} \end{aligned} \right\} \quad (\text{II.21})$$

и максимальное касательное напряжение

$$\tau_{\max} = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} = \sqrt{\left(\frac{\sigma_\alpha - \sigma_\beta}{2}\right)^2 + \tau_\alpha^2}. \quad (\text{II.22})$$

§ 2. КРАТКИЕ СВЕДЕНИЯ О ДЕФОРМАТИВНЫХ СВОЙСТВАХ ГЛИНИСТЫХ ГРУНТОВ

Как уже было отмечено выше, основными видами испытания грунтов в лабораторных условиях являются: а) одномерное сжатие (компрессия); б) простой сдвиг (скашивание); в) кручение; г) одно- и трехосное сжатие (см. § 1).

Одномерное сжатие. Сжатие без возможности бокового расширения, под действием сплошной равномерно распределенной нагрузки p в лабораторных условиях моделируется сжатием грунта в приборах, называемых компрессионными, а сами испытания — компрессией (рис. 14).

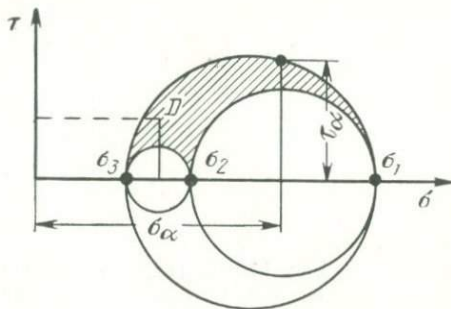


Рис. 13. Круги Мора при объемном напряженном состоянии элемента

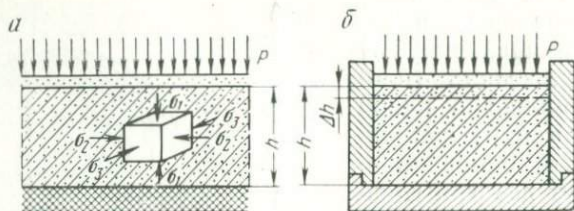


Рис. 14. Схема распределения главных нормальных напряжений в элементе грунта под действием сплошной равномерно распределенной нагрузки (а) и моделирование одномерного сжатия в компрессионном приборе (б)

При одномерном сжатии (см. рис. 14, а) $\sigma_1 = p(\epsilon_1 = \epsilon_k)$. Учитывая условие невозможности бокового расширения ($\epsilon_2 = \epsilon_3 = 0$), будем иметь $\sigma_2 = \sigma_3$ и, следовательно, $\sigma_2 = \sigma_3 = \xi\sigma_1$, где ξ — коэффициент бокового давления.

В пределах линейной зависимости между напряжениями и деформациями ξ определяется из следующего выражения:

$$\xi = \frac{\mu}{1 - \mu}. \quad (\text{II.23})$$

Между модулями одноосной E и компрессионной E_k деформациями существует следующая зависимость:

$$E = \frac{\sigma_1}{\epsilon_k} \cdot \beta_0 = E_k \cdot \beta_0, \quad (\text{II.24})$$

где ϵ_k — относительная компрессионная деформация;

$$\beta_0 = \left(1 - 2 \frac{\mu^2}{1 - \mu}\right). \quad (\text{II.25})$$

Одномерное сжатие (уплотнение) грунта при линейной зависимости между напряжениями и деформациями можно выразить и через изменяемость коэффициента пористости

$$e_n - e_{n+1} = a(\sigma_{1, n+1} - \sigma_{1, n}), \quad (\text{II.26})$$

где e_n — коэффициент пористости при $\sigma_1 = \sigma_{1, n}$; e_{n+1} — то же, при $\sigma_1 = \sigma_{1, n+1}$; a — коэффициент сжимаемости (уплотнения).

Конечное значение коэффициента пористости $e_{\text{кон}}$ можно определить из следующего выражения:

$$e_{\text{кон}} = e_0 - \frac{\Delta h_k}{h} (1 + e_0) = e_0 - \epsilon_k (1 + e_0), \quad (\text{II.27})$$

где e_0 — коэффициент начальной пористости; h — высота испытуемого образца; Δh_k — компрессионная деформация при данном σ_1 .

Если по данным эксперимента построена и описана кривая $\epsilon_k = f(\sigma_1)$, то на основании (II.27) можно получить

$$e_0 - e = \epsilon_k(\sigma_1) \cdot (1 + e_0), \quad (\text{II.28})$$

где $\epsilon_k(\sigma_1)$ — определяемое из опыта аналитическое выражение зависимости $\epsilon_k = f(\sigma_1)$.

Простой сдвиг. В отличие от чистого сдвига (см. § 1) при простом сдвиге на всех гранях испытываемого элемента действуют нормальные напряжения $\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z$ и только две пары касательных напряжений $\tau = -\tau$ (рис. 15) приводят к скашиванию образца в одной плоскости (в данном случае в плоскости чертежа).

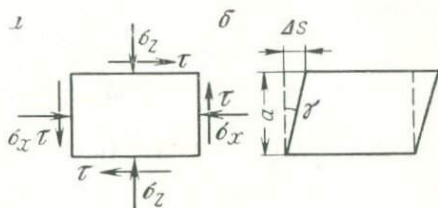


Рис. 15. Схема напряженного состояния (а) и скашивания элемента под действием касательных напряжений (б) при простом сдвиге

Испытания образцов грунта на простой сдвиг обычно выполняют после стабилизации деформации уплотнения в условиях отсутствия бокового расширения (компрессии) под действием нормальных напряжений $\sigma_z, \sigma_x = \sigma_y$. Нормальные напряжения приводят грунт в определенное состояние, характеризуемое его плотностью, влажностью и структурной прочностью. В рассматриваемом случае деформацию грунта можно считать квазичистым сдвигом — чистым сдвигом в данном его состоянии.

Очевидно, что деформация простого сдвига зависит от уровня касательного напряжения и состояния грунта — величины уплотняющих нагрузок.

Связь между касательными напряжениями и относительными деформациями сдвига в данном его состоянии при относительно небольших значениях τ подчиняется закону Гука (см. рис. 8). В общем она нелинейная и может быть представлена ломаной линией с двумя линейными участками или же описана с достаточной для практики точностью степенными зависимостями [92, 96].

Кручение. Для определения характеристик деформации чистого сдвига подвергают кручению тонко- и толстостенные полые цилиндрические образцы или сплошные цилиндры, а для получения данных о деформации простого (квазичистого) сдвига — плоские, полые (тонко- или толстостенные) кольцевые или сплош-

ные образцы после их предварительного уплотнения в условиях отсутствия бокового расширения.

Деформации сдвига измеряют на наружной грани испытываемого элемента, а касательные напряжения (действующие на местах замера деформации сдвига) определяют по величине крутящего момента.

В случае линейной деформации сдвига касательные напряжения на наружной грани полых цилиндрических (кольцевых) образцов определяют по следующему выражению [9]:

$$\tau(r_2) = \frac{2M_{кр} r_2}{\pi(r_2^4 - r_1^4)}, \quad (II.29)$$

а при испытании сплошных образцов

$$\tau(r) = \frac{2M_{кр}}{\pi r^3}, \quad (II.30)$$

где r_2 и r_1 — наружный и внутренний радиусы кольцевого образца.

При нелинейной деформации сдвига (рис. 16) вместо (II. 29) имеем [103]:

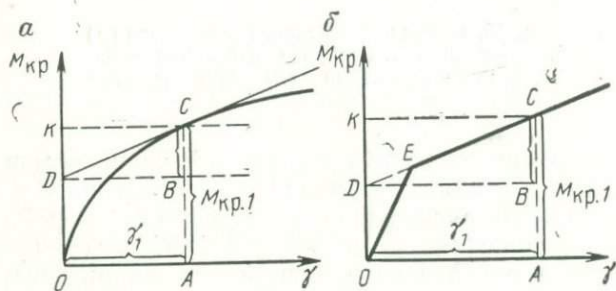


Рис. 16. Схемы кривых зависимости $\gamma - M_{кр}$, представленные кривой (а) и ломаной (б) линиями

$$\gamma \frac{dM_{кр}}{d\gamma} + 3M_{кр} = 2\pi [r_2^3 \tau(r_2) - r_1^3 \tau(r_1)], \quad (II.31)$$

а вместо (II. 30)

$$\tau(r) = \frac{1}{2\pi r^3} \left[3M_{кр} + \gamma \frac{dM_{кр}}{d\gamma} \right]. \quad (II.32)$$

Из выражения (II. 31) следует, что для определения $\tau(r_2)$ надо знать величину $\tau(r_1)$. Если величину $\tau(r_1)$, как первое приближение, определить из выражения (II. 30), считая, что деформация сдвига линейна, то из (II. 26) получим [96]:

$$\tau(r_2) = \frac{1}{2\pi r_2^3} \left[3M_{кр} + \gamma \frac{dM_{кр}}{d\gamma} + \frac{4M_{кр} r_1^4}{r_2^4 - r_1^4} \right]. \quad (II.33)$$

Для определения величины касательного напряжения, соответствующей данному значению крутящего момента $M_{кр. 1}$, по выражению (II.32) можно воспользоваться следующим графическим построением (см. рис. 16):

1) от точки K , соответствующей данному значению $M_{кр. 1}$, провести параллельную оси абсцисс прямую KC и найти точку пересечения данной прямой с кривой $\gamma = f(M_{кр})$ т. е. точку C ;

2) провести касательную к кривой $\gamma = f(M_{кр})$, в точке C и определить точку ее пересечения с осью ординат D ;

3) от точки D провести параллельную оси абсцисс прямую DB , а от точки C — параллельную оси ординат прямую CA .

Производная $dM_{кр}/d\gamma$ представляет собой тангенс угла между касательной CD и осью абсцисс γ , а приведенное в квадратных скобках (II.32) выражение равно трехкратной величине отрезка AC плюс отрезок BC ($BC = \gamma_1 dM_{кр}/d\gamma$).

Если кривая зависимости $\gamma = f(M_{кр})$ имеет вид ломаной линии (см. рис. 16, б), то касательная, проведенная к любой точке отрезка EC , совпадает с этой прямой, а тангенс угла $dM_{кр}/d\gamma = \text{const}$. При определении наибольшего касательного напряжения на отрезке OE кривой $\gamma = f(M_{кр})$ выражение (II.32) принимает вид (II.30).

§ 3. ПОНЯТИЕ ОБ УРАВНЕНИЯХ СОСТОЯНИЯ УПРУГО-ВЯЗКИХ ТЕЛ И ЗАКОНОМЕРНОСТИ ПОЛЗУЧЕСТИ ГЛИНИСТЫХ ГРУНТОВ

Все реальные тела, в том числе и глинистые грунты, обладают свойствами упругости, пластичности и ползучести. Пластическая деформация проявляется тогда, когда напряжение превышает предел текучести материала. Ползучесть — длительная деформация под действием постоянной нагрузки, обусловленная вязкостью тела, при любых напряжениях.

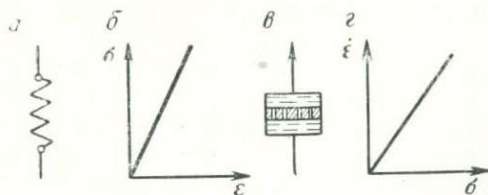


Рис. 17. Элементы гукова (упругого) тела (а), ньютоновской (идеально-вязкой) жидкости (б); реологические кривые гукова тела (б) и идеально-вязкой жидкости (г)

В отличие от упругой (гуковой) среды, характерной особенностью которой является линейная зависимость между напряжениями и деформациями (рис. 17, б), определяемыми уравнениями (II.3) и (II.11), вязкость тела ньютоновской вязкой среды определяется линейной зависимостью между напряжением σ и ско-

ростью деформирования $\dot{\epsilon}$ (см. рис. 17, г.) Для ньютоновской среды эта зависимость имеет вид:

$$\sigma = \eta \frac{d\epsilon_B}{dt}, \quad (\text{II.34})$$

где σ — напряжение; ϵ_B — относительная вязкая деформация; η — коэффициент вязкости.

Деформация во времени реального тела зависит от всех трех указанных свойств. Так как свойства упругости, вязкости и пластичности могут проявляться в самых различных сочетаниях, описание деформаций реального тела часто является практически непреодолимой задачей. Поэтому, чтобы описать деформации реальных тел, обычно их упрощают и взамен создают идеальные тела, которые служат образцом для сравнения и изучения свойств реальных материалов.

Для наглядного представления сочетания свойств упругости, вязкости и ползучести в идеальном теле, а также для создания новых идеальных тел пользуются реологическими моделями. В них упругая среда моделируется упругой пружиной (см. рис. 17, а), а идеально-вязкая жидкость — вязким элементом. Последний представляет собой цилиндр с просверленным поршнем, содержащим вязкую жидкость (см. рис. 17, в). Пластическое тело моделируется трением, возникающим на шероховатой поверхности при перемещении по ней некоторого груза под действием усилия, передаваемого через гукову пружину.

Реологическое поведение идеального тела (модели) определяется зависимостью (содержащей напряжение, деформации и их производные по времени), называемой реологическим уравнением состояния

$$\Phi(\sigma, \epsilon, \frac{d\sigma}{dt}, \frac{d\epsilon}{dt} \dots). \quad (\text{II.35})$$

Простейшими уравнениями состояния являются (II.3) и (II.11).

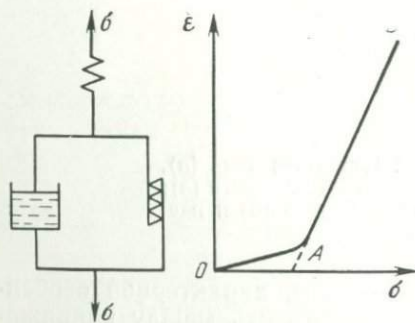


Рис. 18. Реологическая модель и кривая тела Бингама (OA — предельное напряжение)

К числу простейших механических моделей идеальных тел могут быть отнесены модели Максвелла [180], Кельвина — Фохта [199]), Пойтинга — Томсона [186], Гогенемзера — Прагера [177], Шведова-Бингама [162] и др.

В механике грунтов широко применяется уравнение состояния идеального пластически-вязкого тела Бингама. Механическая модель и график зависимости напряжения от скорости деформации его приведены на рис. 18, откуда сле-

дует, что до некоторого уровня напряжения σ_0 (предела пластичности), необходимого для преодоления статического трения Сен-Венана, тело Бингама деформируется упруго, а при $\sigma > \sigma_0$ течет как вязкая жидкость.

Уравнение состояния бингамова тела записывается в следующем виде:

$$\sigma = \sigma_0 + \eta \frac{d\varepsilon}{dt} = \sigma_0 + \eta \dot{\varepsilon}, \quad (\text{II.36})$$

а скорость его течения определяется из выражения

$$\dot{\varepsilon} = \frac{\sigma - \sigma_0}{\eta}. \quad (\text{II.37})$$

Все перечисленные выше идеальные тела описываются линейными законами деформирования, которые хотя в некоторой степени и отображают поведение реальных тел, но не соответствуют ни одному реальному материалу [125].

Связь между напряжением, деформацией и временем (уравнение состояния) можно представить не только в дифференциальной, но и в интегральной форме [168], учитывающей наследственность деформации ползучести. Основой интегрального представления указанной зависимости служат экспериментальные кривые ползучести и релаксации (снижения) напряжений. В зависимости от вида функции ползучести $K(t-\vartheta)$ и релаксации напряжений $R(t-\vartheta)$ (аппроксимирующих выражений экспериментальных кривых ползучести при $\sigma = 1$ и релаксации напряжений при $\varepsilon = 1$) из интегральных уравнений можно получить законы деформирования всех перечисленных выше идеальных тел.

Из всех материалов свойством ползучести в наибольшей степени обладают глинистые грунты, продолжительность деформирования которых под действием постоянных нагрузок исчисляется десятками и сотнями лет. Причем ввиду специфических особенностей ползучесть глинистых грунтов проявляется как при объемных деформациях, так и при деформациях изменения формы (сдвиг), протекающих совместно и оказывающих друг на друга значительное влияние.

Ползучесть всех материалов и особенно глинистых грунтов является весьма сложным явлением. Оно оказывает существенное влияние на прочностные свойства грунтов как в смысле их снижения (ухудшения), так и повышения (улучшения).

Все реальные тела в момент приложения постоянной нагрузки деформируются мгновенно, а затем подвергаются длительному деформированию — ползучести. Точно так же в момент разгрузки часть деформации восстанавливается мгновенно, а другая часть — в течение времени полностью или частично. Неполное восстановление мгновенных деформаций и деформаций ползучести свойственно материалам, которые в процессе ползучести изменяют свои свойства (старение, уплотнение и т. п.).

В зависимости от величины напряжения, длительности его действия и вида деформации (объема или формы) деформации ползучести могут быть затухающими и незатухающими. Незатухающая деформация, в свою очередь, может протекать как с постоянной, так и с возрастающей скоростью (рис. 19). При этом кривая ползучести разбивается на области затухающей OA , установившейся AB и ускоряющейся BC деформаций ползучести. Ускоряющаяся ползучесть завершается исчерпыванием прочности — разрушением материала. Прочность материала, обладающего свойством ползучести, зависит от длительности действия постоянной нагрузки (длительная прочность) (см. гл. V).

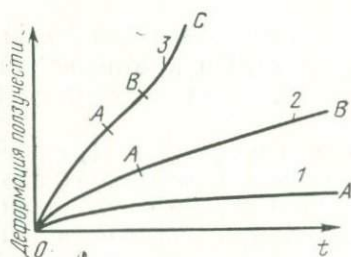


Рис. 19. Типичные кривые ползучести

1 — затухающая деформация ползучести; 2 — незатухающая деформация ползучести, переходящая в течение с постоянной скоростью; 3 — то же, с возрастающей скоростью

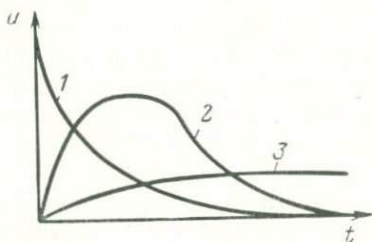


Рис. 20. Схемы изменчивости избыточного давления в поровой воде глинистого водонасыщенного грунта при компрессии

Одномерное сжатие (компрессия) глинистого грунта во времени под действием постоянной нагрузки, как и у других материалов, сопровождается проявлением мгновенной деформации и затухающей деформации ползучести. Причем процесс компрессионной ползучести неводонасыщенного грунта обусловлен только ползучестью скелета, а водонасыщенного — ползучестью скелета и скоростью отжатия поровой воды (факторов фильтрации). В последнем случае процесс ползучести протекает с возникновением избыточного давления в поровой воде.

В зависимости от состояния плотности — влажности грунта, величины приложенной к нему нагрузки и размеров образца степень влияния указанных факторов на процесс деформирования различна. Чем меньше размеры испытываемого образца и величина уплотняющей нагрузки, тем меньше доля влияния факторов фильтрации на этот процесс [42, 92]. Величина, характер возникновения и развития избыточного давления в поровой воде всецело зависят от отношения величины уплотняющей нагрузки к величине структурной прочности грунта и наличия газа в поровой воде. Если последний отсутствует (при всех равных условиях), то по мере уменьшения величины нагрузки обнаруживаются три

характерных случая изменчивости порового давления во времени (рис. 20).

1. Максимум порового (нейтрального) давления практически совпадает с началом приложения внешней нагрузки. По истечении времени давление в поровой воде постепенно падает, стремясь к весьма небольшой величине (кривая 1).

2. В момент приложения нагрузки поровое давление равно нулю (внешняя нагрузка равна эффективному давлению — давлению в скелете грунта). С течением времени наблюдается повышение порового давления до максимума, а затем падение (кривая 2).

3. В отличие от предыдущего случая после достижения максимума поровое давление практически остается постоянным в течение всего процесса уплотнения (кривая 3).

В первом случае, который соответствует наибольшей величине внешней нагрузки, в момент ее приложения последняя полностью воспринимается скелетом. Однако ввиду быстрого протекания потенциально возможных структурных деформаций (лавинного разрушения структуры) внешняя нагрузка за весьма короткое время передается на поровую воду и создается впечатление мгновенного поднятия порового давления до максимума в момент загрузки.

Во втором случае, как и в первом, с самого начала внешняя нагрузка полностью воспринимается скелетом, и только по мере развития ползучести скелета часть нагрузки постепенно передается на поровую воду. После достижения наибольшего значения начинается спад порового давления. Очевидно, что время, необходимое для передачи части внешней нагрузки на поровую воду, обусловлено скоростью ползучести скелета, а величина пика зависит от степени деформации скелета. При еще меньших нагрузках (третий случай) процесс уплотнения протекает при весьма малой величине порового давления без образования пика.

Те же три характерных случая изменчивости порового давления во времени будут наблюдаться при сжатии под одинаковыми внешними нагрузками образцов грунта, обладающих различными состояниями плотности — влажности и структурной прочности в момент испытания.

При всех равных условиях наличие газа в поровой воде вводит существенные коррективы в характер изменчивости порового давления во времени. В частности, в первом случае сжимаемость газа может значительно уменьшить максимум порового давления и стать причиной задержки его проявления, т. е. наличие газа в поровой воде может способствовать проявлению пика порового давления. Во втором случае по той же причине пик порового давления может уменьшиться, даже исчезнуть. В третьем случае уплотнение грунта может завершиться сжимаемостью газа, без проявления порового давления.

Иначе говоря, грунт, насыщенный газосодержащей водой, может уплотняться и без удаления из него поровой воды.

Большой интерес представляет исследование закономерностей ползучести скелета водонасыщенных глинистых грунтов со сведением к возможному минимуму влияния фактора фильтрации на процесс деформирования. Не вдаваясь в подробности методики испытания образцов [92], отметим только, что этого можно легко добиться путем уменьшения как толщины испытываемых образцов, так и величины ступени уплотняющей нагрузки. Установлено, что при испытании образцов толщиной 20 мм (в условиях обеспечения двухстороннего отжатия поровой жидкости) нагрузками до 0,025 МПа можно практически свести к нулю влияние фактора фильтрации на процесс уплотнения водонасыщенного глинистого грунта.

Опытами установлено, что: 1) компрессионная ползучесть скелета глинистых грунтов является весьма сложным процессом, зависящим как от их состояния плотности — влажности, структурной прочности, так и от величины, а также продолжительности действия нагрузки, температуры, способа и режима приложения

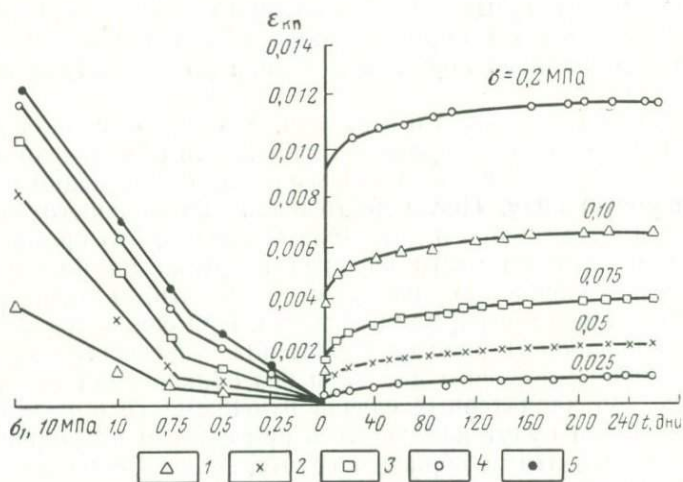


Рис. 21. Семейство экспериментальных кривых компрессионной ползучести скелета суглинка нарушенного сложения и кривые $\epsilon_{кп} - \sigma_1$ для различных моментов времени
1 — 1 ч; 2 — 2 дня; 3 — 10 дней; 4 — 98 дней; 5 — 260 дней

нагрузки; 2) кривые компрессионной ползучести скелета (рис. 21), определенные при одном и том же начальном состоянии грунта, не подобны; 3) вид кривых ползучести скелета всецело зависит от состояния грунта и величины приложенной нагрузки; чем больше нагрузка, тем быстрее протекает деформация ползучести в самом начале процесса и медленнее в следующие периоды времени, и наоборот; 4) зависимость между напряжениями и деформациями

компрессионной ползучести скелета нелинейная; она с достаточной для практики точностью хорошо аппроксимируется степенными функциями; 5) компрессионная ползучесть скелета — весьма длительный, медленно протекающий процесс, который хорошо аппроксимируется логарифмическими и степенными функциями, значительно хуже подчиняется экспериментальному закону.

Деформация простого сдвига глинистого грунта во времени, возникающая под действием постоянного касательного напряжения, складывается из мгновенной деформации и деформации ползучести. Причем, в отличие от компрессии, в зависимости от уровня касательного напряжения деформация ползучести может быть затухающей и незатухающей, приводящей и не приводящей к разрушению грунта с нарушением или без нарушения его сплошности. Типичные кривые ползучести деформации простого сдвига показаны на рис. 19.

При определении закономерностей деформации грунтов при сдвиге и их прочностных свойств важное значение имеет установление предельных напряжений, характеризующих их поведение под действием внешних нагрузок. Для установления предельных напряжений можно рассмотреть кривые зависимости касательного напряжения от конечной постоянной скорости деформации ползучести (рис. 22, б), построенные на основании семейств экспериментальных кривых ползучести (рис. 22, а).

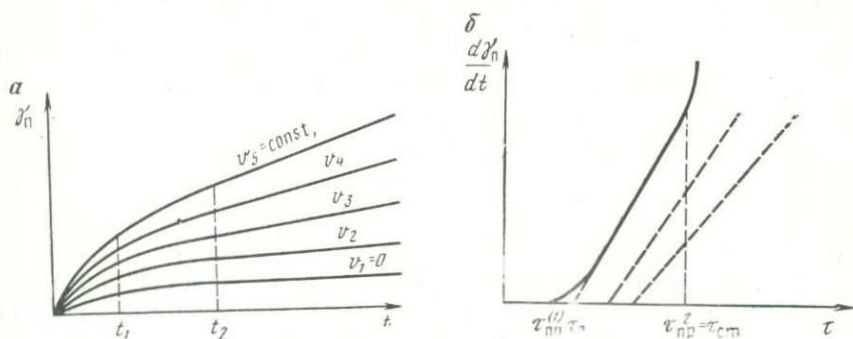


Рис. 22. Семейство кривых ползучести (а) и кривая зависимости скорости деформации установившейся ползучести (течение с постоянной скоростью) от касательного напряжения (б)

Рассматривая кривую $v_{\text{кон}} = d\gamma_n / dt = f(\tau)$ (см. рис. 22, б), можно различить два предельных напряжения [96], характеризующих деформацию и прочность грунта в данном его состоянии плотности — влажности.

Первое предельное напряжение τ_1 соответствует условию, что при $\tau \leq \tau_{\text{пр}}^{(1)}$ конечная скорость деформации ползучести равна нулю ($v_{\text{кон}} = 0$).

Второе предельное напряжение $\tau_{\text{пр}}^{(2)}$ соответствует условию, что при $\tau \geq \tau_{\text{пр}}^{(2)}$ скорость деформации ползучести имеет возрастающий характер. Накопление деформации ползучести в конце концов приводит к полному исчерпыванию прочности грунта — к его разрушению. Из этого следует, что второе предельное напряжение равно сопротивлению грунта сдвигу ($\tau_{\text{пр}}^{(2)} = \tau_{\text{сл}}$). Указанное выше разрушение протекает как с нарушением сплошности грунта (сдвигом одной части грунта по другой), так и без ее нарушения (при проявлении больших деформаций) [97].

Очевидно, что когда $\tau_{\text{пр}}^{(1)} < \tau < \tau_{\text{пр}}^{(2)}$ ($v_{\text{кон}} = \text{const} > 0$), деформации сдвига протекают с постоянной скоростью. Зависимость конечной постоянной скорости деформации простого сдвига от касательных напряжений в большинстве случаев определяется кривой, показанной на рис. 22, б сплошной линией. При условии, что $\tau_{\text{пр}}^{(1)} = \tau_0$, кривая $v_{\text{кон}} = d\gamma_{\text{п}}/dt = f(\tau)$ обычно спрямляется и описывается уравнением состояния Шведова — Бингама вида [83]:

$$\tau = \tau_0 + \eta \frac{d\gamma_{\text{п}}}{dt} = \tau_0 + \eta v_{\text{кон}}, \quad (\text{II.38})$$

где $\tau_0 \cong \tau_{\text{пр}}^{(1)}$ — предельное напряжение сдвига; η — коэффициент вязкости (пропорциональности). При $\tau - \tau_0 = 1$, $\tau = 1/v_{\text{кон}}$.

При испытании слабых глинистых грунтов, например илов, для любых значений касательного напряжения всегда после стадии затухающей ползучести наступает стадия течения. Это значит, что $\tau_{\text{пр}}^{(1)} = \tau_0 = 0$. Тогда (II. 38) можно записать в виде уравнения состояния ньютоновской среды:

$$\tau = \eta \frac{d\gamma_{\text{п}}}{dt} = \eta \cdot v_{\text{кон}}. \quad (\text{II.39})$$

Выражения (II. 38) и (II. 39) являются наипростейшими реологическими уравнениями состояния, характеризующими деформацию сдвига глинистых грунтов с постоянной скоростью при линейной зависимости между деформациями ползучести и касательными напряжениями.

Не вдаваясь в подробности аппроксимации кривых ползучести деформации простого сдвига (см. рис. 22, а) [96], отметим только, что если исследуемый грунт обладает предельным напряжением сдвига $\tau_0 \neq 0$, то для описания процесса его деформирования во времени обычно пользуются раздельным описанием затухающей и незатухающей деформаций ползучести. В этом случае при $\tau < \tau_0$ [94] деформация ползучести представляется одной кривой затухающей ползучести, а при $\tau_0 < \tau < \tau_{\text{пр}}^{(2)}$ — двумя кривыми (затухающей и незатухающей) ползучести. Точно так же семей-

ство кривых ползучести при $\tau_0 < \tau < \tau_{\text{пр}}^{(2)}$ представляется двумя семействами подобных кривых затухающей деформации сдвига и течения [96].

Для определения общих закономерностей ползучести грунтов при сдвиге и их описания с учетом переменности скорости ползучести, нелинейной зависимости между касательными напряжениями и деформациями ползучести, состояния (плотности — влажности и структурной прочности), условий среды (температуры и влажности) и воздействий внешних нагрузок (вибрации, удара) следует использовать значительно более сложные выражения, чем (II. 38) и (II. 39).

Все указанные выше вопросы достаточно подробно рассмотрены в литературе [94, 96].

§ 4. НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОЕ СОСТОЯНИЕ В ТОЧКЕ ДЕФОРМИРУЕМОЙ СРЕДЫ

Тензор напряжений. Главные напряжения и инварианты тензора напряжений. Напряженное состояние в произвольно выбранной точке среды, в наиболее общем случае, определяется сочетанием трех векторов, называемым тензором напряжений T_σ и характеризуемым девятью компонентами нормального σ и касательного τ напряжений. Тензор напряжений записывается в виде следующей матрицы или таблицы [8]:

$$T_\sigma = \begin{vmatrix} \sigma_x & \tau_{xy} & \tau_{xz} \\ \tau_{yx} & \sigma_y & \tau_{yz} \\ \tau_{zx} & \tau_{zy} & \sigma_z \end{vmatrix}. \quad (\text{II.40})$$

Из условия равенства нулю суммы моментов сил, действующих на гранях элементарного параллелепипеда (рис. 23), относительно осей координат x , y , z легко установить, что действующие на двух взаимно перпендикулярных площадках составляющие касательных напряжений равны (закон равенности касательных напряжений) (см. § 1): $\tau_{xy} = \tau_{yx}$; $\tau_{zx} = \tau_{xz}$; $\tau_{zy} = \tau_{yz}$, следовательно, число неизвестных компонент тензора напряжений равно шести.

Первые буквы индексов касательных напряжений показывают направления действия,

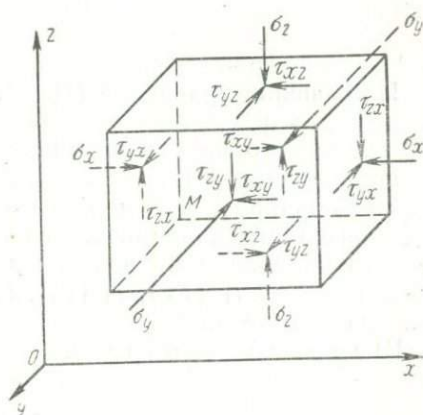


Рис. 23. Обозначения компонентов напряжений, действующих по граням элементарного параллелепипеда

а вторые — направления нормали той площадки, на которой они действуют.

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

Если известны все компоненты тензора напряжений, главные нормальные напряжения σ можно определить из решения следующего кубического уравнения [8]:

$$\begin{vmatrix} \sigma_x - \sigma & \tau_{xy} & \tau_{xz} \\ \tau_{yx} & \sigma_y - \sigma & \tau_{yz} \\ \tau_{zx} & \tau_{zy} & \sigma_z - \sigma \end{vmatrix} = 0 \quad (\text{II.41})$$

или

$$\sigma^3 - \sigma^2 \cdot I_1(T_\sigma) + \sigma \cdot I_2(T_\sigma) - I_3(T_\sigma) = 0, \quad (\text{II.42})$$

где

$$\left. \begin{aligned} I_1(T_\sigma) &= \sigma_x + \sigma_y + \sigma_z = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 = \text{const}; \\ I_2(T_\sigma) &= \sigma_x \sigma_y + \sigma_y \sigma_z + \sigma_z \sigma_x - \tau_{xy}^2 - \tau_{yz}^2 - \tau_{zx}^2 = \\ &= \sigma_1 \sigma_2 + \sigma_2 \sigma_3 + \sigma_3 \sigma_1 = \text{const}; \\ I_3(T_\sigma) &= \sigma_x \sigma_y \sigma_z + 2\tau_{xy} \tau_{yz} \tau_{zx} - \\ &- \sigma_x \tau_{yz}^2 - \sigma_y \tau_{zx}^2 - \sigma_z \tau_{xy}^2 = \sigma_1 \sigma_2 \sigma_3 = \text{const}; \end{aligned} \right\} \quad (\text{II.43})$$

$I_1(T_\sigma)$ представляет собой сумму членов, расположенных по главной диагонали тензора напряжений (II. 40); $I_2(T_\sigma)$ — сумму миноров главных компонентов того же тензора, а $I_3(T_\sigma)$ — развернутый в строку определитель (II. 40).

Из решения уравнения (II. 42) получаются три действительных корня σ_1 , σ_2 и σ_3 , где σ_1 — максимальное, σ_3 — минимальное, а σ_2 — промежуточное главное напряжение ($\sigma_1 > \sigma_2 > \sigma_3$).

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

Шаровой тензор и девиатор напряжений. Тензор напряжений (II. 40), обычно [103], представляют в виде суммы шарового тензора напряжений T_σ^0 и девиатора напряжений D_σ (рис. 24):

$$T_\sigma = T_\sigma^0 + D_\sigma, \quad (\text{II.44})$$

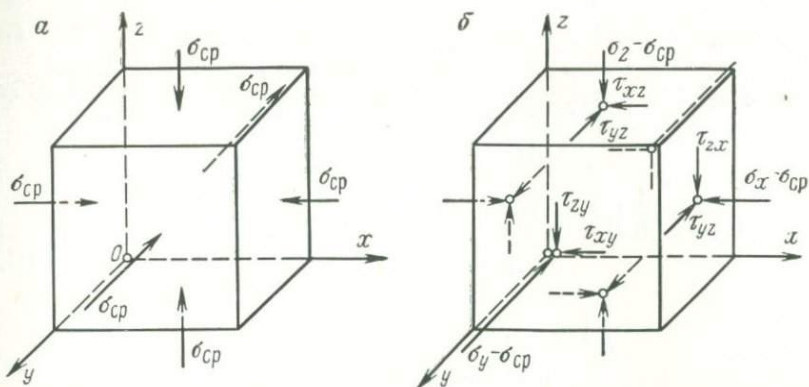


Рис. 24. Представление тензора напряжений в виде шарового тензора (а) и девиатора напряжений (б), характеризующих изменение объема и формы элемента

где

$$T_{\sigma}^0 = \begin{vmatrix} \sigma_{cp} & 0 & 0 \\ 0 & \sigma_{cp} & 0 \\ 0 & 0 & \sigma_{cp} \end{vmatrix}. \quad (\text{II.45})$$

$$D_{\sigma} = \begin{vmatrix} (\sigma_x - \sigma_{cp}) & \tau_{xy} & \tau_{xz} \\ \tau_{yx} & (\sigma_y - \sigma_{cp}) & \tau_{yz} \\ \tau_{zx} & \tau_{zy} & (\sigma_z - \sigma_{cp}) \end{vmatrix}, \quad (\text{II.46})$$

$$\sigma_{cp} = \frac{\sigma_x + \sigma_y + \sigma_z}{3} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3}{3}, \quad (\text{II.47})$$

где σ_{cp} — среднее нормальное напряжение.

Шаровым тензором напряжений называется среднее давление в точке, характеризующее среднее всестороннее равномерное сжатие или растяжение, а девиатором напряжений — касательные напряжения в данной точке, приводящие к деформации формы в окрестностях той же точки.

Первый инвариант шарового тензора напряжений совпадает с первым инвариантом тензора напряжений (II. 44):

$$I_1(T_{\sigma}^0) = \sigma_{cp} + \sigma_{cp} + \sigma_{cp} = 3\sigma_{cp} = I_1(T_{\sigma}). \quad (\text{II.48})$$

Второй и третий инварианты шарового тензора напряжений равны нулю. Первый, второй и третий инварианты девиатора напряжений соответственно равны:

$$\begin{aligned}
 I_1(D_\sigma) &= (\sigma_x - \sigma_{cp}) + (\sigma_y - \sigma_{cp}) + (\sigma_z - \sigma_{cp}) = \\
 &= \sigma_x + \sigma_y + \sigma_z - 3\sigma_{cp} = 0; \\
 I_2(D_\sigma) &= (\sigma_x - \sigma_{cp})(\sigma_y - \sigma_{cp}) + (\sigma_y - \sigma_{cp})(\sigma_z - \sigma_{cp}) + \\
 &+ (\sigma_z - \sigma_{cp})(\sigma_x - \sigma_{cp}) - \tau_{xy}^2 - \tau_{yz}^2 - \tau_{zx}^2 = \\
 &= \frac{1}{6} [(\sigma_x - \sigma_y)^2 + (\sigma_y - \sigma_z)^2 + (\sigma_z - \sigma_x)^2 + \\
 &+ 6(\tau_{xy}^2 + \tau_{yz}^2 + \tau_{zx}^2)] = \\
 &= \frac{1}{6} [(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2]; \\
 I_3(D_\sigma) &= \begin{vmatrix} (\sigma_x - \sigma_{cp}) & \tau_{xy} & \tau_{xz} \\ \tau_{yx} & (\sigma_y - \sigma_{cp}) & \tau_{yz} \\ \tau_{zx} & \tau_{zy} & (\sigma_z - \sigma_{cp}) \end{vmatrix} = \\
 &= (\sigma_1 - \sigma_{cp})(\sigma_2 - \sigma_{cp})(\sigma_3 - \sigma_{cp}).
 \end{aligned}
 \tag{II.49}$$

Для решения прикладных задач широко применяется величина $\tau_i = \sqrt{I_2(D_\sigma)}$, называемая интенсивностью касательных напряжений [8].

$$\begin{aligned}
 \tau_i &= \sqrt{\frac{3}{2}} \tau_{\text{окт}} = \\
 &= \sqrt{\frac{1}{6} [(\sigma_x - \sigma_y)^2 + (\sigma_y - \sigma_z)^2 + (\sigma_z - \sigma_x)^2] + \tau_{xy}^2 + \tau_{yz}^2 + \tau_{zx}^2} = \\
 &= \sqrt{\frac{1}{6} [(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2]},
 \end{aligned}
 \tag{II.50}$$

где $\tau_{\text{окт}}$ — октаэдрическое касательное напряжение. При частом сдвиге $\tau_{xy} = \tau$; $\sigma_x = \sigma_y = \sigma_z = \tau_{xz} = \tau_{yz} = 0$, а

$$\tau_i = \tau.
 \tag{II.51}$$

Если основой исследования служат опыты на сжатие и растяжение, вместо (II. 50) удобнее использовать интенсивность напряжений σ_i :

$$\begin{aligned}
 \sigma_i &= \frac{3}{\sqrt{2}} \tau_{\text{окт}} = \sqrt{3} \tau_i = \\
 &= \frac{\sqrt{2}}{2} \sqrt{(\sigma_x - \sigma_y)^2 + (\sigma_y - \sigma_z)^2 + (\sigma_z - \sigma_x)^2 + 6(\tau_{xy}^2 + \tau_{yz}^2 + \tau_{zx}^2)} = \\
 &= \frac{\sqrt{2}}{2} \sqrt{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2}.
 \end{aligned}
 \tag{II.52}$$

При простом растяжении имеем $\sigma_x = \sigma_1$; $\sigma_y = \sigma_z = \tau_{yz} = \tau_{xy} = \tau_{zx} = 0$, а

$$\sigma_i = \sigma_1. \quad (\text{II.53})$$

Отметим, что $\sigma_{\text{окт}}$ есть касательное напряжение, действующее на октаэдрической площадке, т. е. на площадке, равно наклоненной к главным плоскостям:

$$\begin{aligned} \tau_{\text{окт}} &= \frac{1}{3} \sqrt{(\sigma_x - \sigma_y)^2 + (\sigma_y - \sigma_z)^2 + (\sigma_z - \sigma_x)^2 + 6(\tau_{xy}^2 + \tau_{yz}^2 + \tau_{zx}^2)} = \\ &= \frac{1}{3} \sqrt{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2}. \end{aligned} \quad (\text{II.54})$$

Октаэдрическое нормальное напряжение ($\sigma_{\text{окт}}$) равно среднему нормальному напряжению:

$$\sigma_{\text{окт}} = \frac{1}{3}(\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3) = \sigma_{\text{ср}}; \quad (\sigma_1 > \sigma_2 > \sigma_3). \quad (\text{II.55})$$

Тензор малых деформаций, шаровой тензор и девиатор деформации. По аналогии с тензором напряжений деформация в точке деформируемой среды, в наиболее общем случае, определяется тензором деформации (T_ε) [8, 103]:

$$T_\varepsilon = \begin{vmatrix} \varepsilon_x & \frac{1}{2}\gamma_{xy} & \frac{1}{2}\gamma_{xz} \\ \frac{1}{2}\gamma_{yx} & \varepsilon_y & \frac{1}{2}\gamma_{yz} \\ \frac{1}{2}\gamma_{zx} & \frac{1}{2}\gamma_{zy} & \varepsilon_z \end{vmatrix}, \quad (\text{II.56})$$

где γ — относительная деформация сдвига (рис. 25).

Компоненты относительной деформации сдвига попарно равны друг другу:

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

поэтому число неизвестных тензора деформаций равно шести.

Как и тензор напряжений, тензор деформаций можно представить суммой шарового тензора T^0 и девиатора деформаций D_ε [8, 103]:

$$T_\varepsilon = T_\varepsilon^0 + D_\varepsilon, \quad (\text{II.57})$$

где

$$T_\varepsilon^0 = \begin{vmatrix} \varepsilon_{\text{ср}} & 0 & 0 \\ 0 & \varepsilon_{\text{ср}} & 0 \\ 0 & 0 & \varepsilon_{\text{ср}} \end{vmatrix}; \quad (\text{II.58})$$

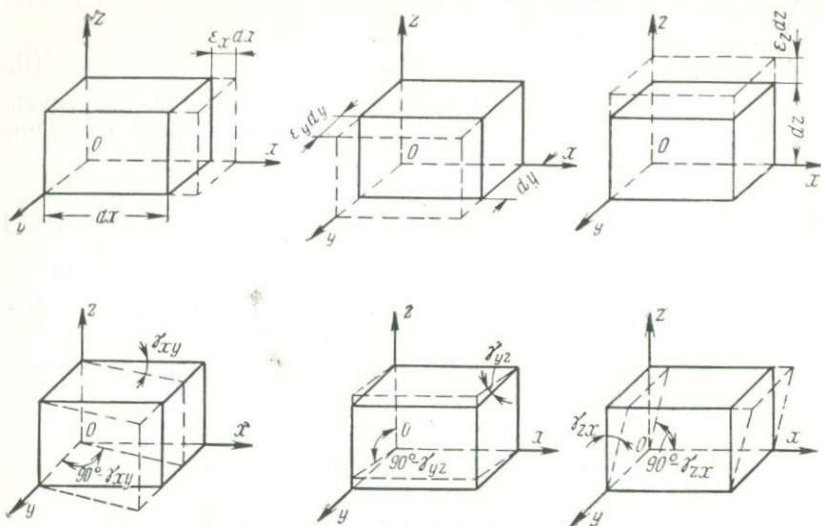


Рис. 25. Обозначения компонентов деформации элементарного параллелепипеда при растяжении и сдвиге

$$D_\varepsilon = \begin{pmatrix} (\varepsilon_x - \varepsilon_{cp}) & \frac{1}{2}\gamma_{xy} & \frac{1}{2}\gamma_{xz} \\ \frac{1}{2}\gamma_{yx} & (\varepsilon_y - \varepsilon_{cp}) & \frac{1}{2}\gamma_{yz} \\ \frac{1}{2}\gamma_{zx} & \frac{1}{2}\gamma_{zy} & (\varepsilon_z - \varepsilon_{cp}) \end{pmatrix}; \quad (\text{II.59})$$

$$\varepsilon_{cp} = \frac{\varepsilon_x + \varepsilon_y + \varepsilon_z}{3} = \frac{\varepsilon_1 + \varepsilon_2 + \varepsilon_3}{3}. \quad (\text{II.60})$$

Шаровой тензор деформаций характеризует среднее всестороннее равномерное сжатие или растяжение, а девiator деформаций — изменения формы (сдвиг) в окрестностях рассматриваемой точки (см. рис. 25) [8].

Первый инвариант шарового тензора деформаций определяется следующим выражением:

$$I_1(T_\varepsilon^0) = \varepsilon_{cp} + \varepsilon_{cp} + \varepsilon_{cp} = 3\varepsilon_{cp}, \quad (\text{II.61})$$

т. е. равен деформации объема элементарного параллелепипеда.

Второй и третий инварианты шарового тензора деформации равны нулю:

$$I_2(T_\varepsilon^0) = 0; \quad I_3(T_\varepsilon^0) = 0.$$

Первый, второй и третий инварианты девиатора деформации соответственно равны:

$$\begin{aligned}
 I_1(D_\varepsilon) &= (\varepsilon_x - \varepsilon_{cp}) + (\varepsilon_y - \varepsilon_{cp}) + (\varepsilon_z - \varepsilon_{cp}) = \\
 &= \varepsilon_x + \varepsilon_y + \varepsilon_z - 3\varepsilon_{cp} = 0; \\
 I_2(D_\varepsilon) &= (\varepsilon_x - \varepsilon_{cp})(\varepsilon_y - \varepsilon_{cp}) + (\varepsilon_y - \varepsilon_{cp})(\varepsilon_z - \varepsilon_{cp}) + \\
 &+ (\varepsilon_z - \varepsilon_{cp})(\varepsilon_x - \varepsilon_{cp}) - \frac{1}{4}\gamma_{xy}^2 - \frac{1}{4}\gamma_{yz}^2 - \frac{1}{4}\gamma_{zx}^2 = \\
 &= \frac{1}{6} \left[(\varepsilon_x - \varepsilon_y)^2 + (\varepsilon_y - \varepsilon_z)^2 + (\varepsilon_z - \varepsilon_x)^2 + \right. \\
 &\quad \left. + \frac{3}{2}(\gamma_{xy}^2 + \gamma_{yz}^2 + \gamma_{zx}^2) \right] = \\
 &= \frac{1}{6} [(\varepsilon_1 - \varepsilon_2)^2 + (\varepsilon_2 - \varepsilon_3)^2 + (\varepsilon_3 - \varepsilon_1)^2]; \\
 I_3(D_3) &= \begin{vmatrix} (\varepsilon_x - \varepsilon_{cp}) & \frac{1}{2}\gamma_{xy} & \frac{1}{2}\gamma_{xz} \\ \frac{1}{2}\gamma_{yz} & (\varepsilon_y - \varepsilon_{cp}) & \frac{1}{2}\gamma_{yz} \\ \frac{1}{2}\gamma_{zx} & \frac{1}{2}\gamma_{zy} & (\varepsilon_z - \varepsilon_{cp}) \end{vmatrix} = \\
 &= (\varepsilon_x - \varepsilon_{cp})(\varepsilon_y - \varepsilon_{cp})(\varepsilon_z - \varepsilon_{cp}) = \\
 &= (\varepsilon_1 - \varepsilon_{cp})(\varepsilon_2 - \varepsilon_{cp})(\varepsilon_3 - \varepsilon_{cp}).
 \end{aligned}
 \tag{II.62}$$

Для решения прикладных задач, по аналогии с интенсивностью касательных напряжений, используется понятие интенсивности деформации сдвига: $\gamma_i = 2\sqrt{I_2 D_\varepsilon}$ [8]:

$$\begin{aligned}
 \gamma_i &= \sqrt{\frac{3}{2}} \gamma_{\text{окт.}} = \\
 &= \sqrt{\frac{2}{3}} \sqrt{(\varepsilon_x - \varepsilon_y)^2 + (\varepsilon_y - \varepsilon_z)^2 + (\varepsilon_z - \varepsilon_x)^2 + \frac{3}{2}(\gamma_{xy}^2 + \gamma_{yz}^2 + \gamma_{zx}^2)} = \\
 &= \sqrt{\frac{2}{3}} \sqrt{(\varepsilon_1 - \varepsilon_2)^2 + (\varepsilon_2 - \varepsilon_3)^2 + (\varepsilon_3 - \varepsilon_1)^2},
 \end{aligned}
 \tag{II.63}$$

где $\gamma_{\text{окт.}}$ — октаэдрическая деформация сдвига.

При чистом сдвиге, если $\gamma_{yx} = \gamma$; $\varepsilon_x = \varepsilon_y = \varepsilon_z = \gamma_{yz} = \gamma_{zx} = 0$,

$$\gamma_i = \gamma.
 \tag{II.64}$$

Если основой исследований служат опыты на сжатие (растяжение), вместо (II. 63) используют интенсивность деформации ε_i :

$$\varepsilon_i = \frac{3}{2\sqrt{2}(1+\mu)} \gamma_{\text{окт.}} = \frac{\sqrt{3}}{2(1+\mu)} \gamma_i =$$

$$\begin{aligned}
&= \frac{\sqrt{2}}{2(1+\mu)} \sqrt{(\varepsilon_x - \varepsilon_y)^2 + (\varepsilon_y - \varepsilon_z)^2 + (\varepsilon_z - \varepsilon_x)^2 +} \\
&\quad + \frac{3}{2}(\gamma_{xy}^2 + \gamma_{yz}^2 + \gamma_{zx}^2) = \\
&= \frac{\sqrt{2}}{2(1+\mu)} \sqrt{(\varepsilon_1 - \varepsilon_2)^2 + (\varepsilon_2 - \varepsilon_3)^2 + (\varepsilon_3 - \varepsilon_1)^2}. \quad (\text{II.65})
\end{aligned}$$

При одноосном растяжении (сжатии), если $\varepsilon_x = \varepsilon_1$,

$$\varepsilon_y = \varepsilon_z = -\frac{1}{m} \varepsilon_1 = -\nu \varepsilon_1; \quad \gamma_{xy} = \gamma_{yz} = \gamma_{zx} = 0; \quad \mu = 0,5;$$

$$\text{то } \varepsilon_i = \frac{2(m+1)}{3m} \varepsilon_1 = \varepsilon_1. \quad (\text{II.66})$$

Из выражения (II. 66) следует, что при отсутствии объемных деформаций ($\mu = 0,5$) интенсивность деформации равна деформации одноосного сжатия (растяжения).

Октаэдрическая деформация сдвига определяется из следующего соотношения:

$$\begin{aligned}
\gamma_{\text{окт}} &= \frac{2}{3} \sqrt{(\varepsilon_x - \varepsilon_y)^2 + (\varepsilon_y - \varepsilon_z)^2 + (\varepsilon_z - \varepsilon_x)^2 + \frac{3}{2}(\gamma_{xy}^2 + \gamma_{yz}^2 + \gamma_{zx}^2)} = \\
&= \frac{2}{3} \sqrt{(\varepsilon_1 - \varepsilon_2)^2 + (\varepsilon_2 - \varepsilon_3)^2 + (\varepsilon_3 - \varepsilon_1)^2}, \quad (\text{II.67})
\end{aligned}$$

а деформация по направлению нормали к октаэдрической площадке:

$$\varepsilon_{\text{окт}} = \frac{1}{3} (\varepsilon_x + \varepsilon_y + \varepsilon_z) = \frac{1}{3} (\varepsilon_1 + \varepsilon_2 + \varepsilon_3) = \varepsilon_{\text{ср.}} \quad (\text{II.68})$$

Уравнения зависимости напряжения от деформации. Напомним, что зависимость нормального напряжения σ от относительной деформации сжатия (растяжения) ε в пределах упругости выражаются законом Гука (II. 3). При сдвиге указанный закон определяется выражением (II. 11).

Если выражение (II. 11) отнести к октаэдрическим площадкам, то [8]

$$\tau_{\text{окт}} = G \cdot \gamma_{\text{окт}}, \quad (\text{II.69})$$

или, используя уравнения (II. 54) и (II. 67), получим

$$\begin{aligned}
&\frac{1}{3} \sqrt{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2} = \\
&= G \frac{2}{3} \sqrt{(\varepsilon_1 - \varepsilon_2)^2 + (\varepsilon_2 - \varepsilon_3)^2 + (\varepsilon_3 - \varepsilon_1)^2}. \quad (\text{II.70})
\end{aligned}$$

Так как

$$\tau_{\text{окт}} = \frac{\tau_i}{\sqrt{\frac{3}{2}}}; \quad \gamma_{\text{окт}} = \frac{\gamma_i}{\sqrt{\frac{3}{2}}},$$

выражение (II. 69) примет следующий вид:

$$\tau_i = G \cdot \gamma_i. \quad (\text{II. 71})$$

Если обозначить

$$\tau_{\text{окт}} = \frac{2\sqrt{2}(1+\mu)}{3} \varepsilon_i; \quad \tau_{\text{окт}} = \frac{\sqrt{2}}{3} \sigma_i \quad (\text{II. 72})$$

и учесть (II. 13), выражение (II. 69) запишется в виде закона Гука

$$\sigma_i = E \cdot \varepsilon_i. \quad (\text{II. 73})$$

Выражения (II. 71) и (II. 73) характеризуют деформацию формы сдвига элементарного параллелепипеда при сложном напряженном состоянии в пределах упругости материала.

Сложив правые и левые части уравнений (II. 6) и разделив на 3, будем иметь

$$\frac{1}{3} (\varepsilon_x + \varepsilon_y + \varepsilon_z) = \frac{1-2\mu}{3E} (\sigma_x + \sigma_y + \sigma_z).$$

Используя уравнения (II. 60) и (II. 47), можно получить зависимость, характеризующую среднюю деформацию рассматриваемого элемента в пределах упругости материала:

$$\varepsilon_{\text{ср}} = \frac{1-2\mu}{E} \sigma_{\text{ср}}. \quad (\text{II. 74})$$

Поскольку объемная деформация равна $\Theta = 3\varepsilon_{\text{ср}}$, (II. 74) можно записать в виде выражения (II. 75), характеризующего объемную деформацию элемента в пределах упругости материала:

$$\Theta = \frac{3(1-2\mu)}{E} \cdot \sigma_{\text{ср}} = \frac{3 \cdot \sigma_{\text{ср}}}{E_0}, \quad (\text{II. 75})$$

где $E_0 = E/(1-2\mu)$ — объемный модуль упругости.

Приведенные выше деформации объема и формы не являются независимыми друг от друга величинами. В результате деформации объема грунтов в значительной степени изменяются их механические свойства. Это значит, что объемные деформации влияют на деформацию формы. Следовательно, все те соотношения, которые характеризуют деформацию формы, в частности (II. 71) и (II. 73), должны быть зависимы от среднего нормального напряжения $\sigma_{\text{ср}}$, характеризующего их объемную деформацию.

Точно так же деформация объема в какой-то степени зависит от деформации формы (явление дилатансии).

Следовательно, деформации объема Θ и формы ε_i , γ_i или D_ε должны определяться из следующих соотношений [22, 29, 63, 92]:

$$\Theta = \Theta(\sigma_{\text{ср}} \cdot \tau_i); \quad \Theta = \Theta(\sigma_{\text{ср}}, \sigma_i); \quad (\text{II.76})$$

$$\left. \begin{aligned} \gamma_i &= \gamma_i(\tau_i, \sigma_{\text{ср}}); \\ \varepsilon_i &= \varepsilon_i(\sigma_i, \sigma_{\text{ср}}); \\ D_\varepsilon &= D_\varepsilon(D_\sigma, \sigma_{\text{ср}}). \end{aligned} \right\} \quad (\text{II.77})$$

Зависимости (II. 71), (II. 73) и (II. 75) справедливы только в пределах линейной связи между напряжениями и деформациями. За пределом упругости вступает в силу закон нелинейного деформирования. Вид функций нелинейной зависимости между напряжениями и деформациями (II. 76), (II. 77) определяют из эксперимента.

§ 5. ПОНЯТИЕ О ТЕОРИЯХ ПРОЧНОСТИ

При определенном уровне напряжений процесс деформирования материалов завершается потерей их прочности нарушением сплошности (распаданием на отдельные части) или же накоплением недопустимо больших деформаций. Первое соответствует условию хрупкого, а второе — пластического разрушения и проявляются как независимо друг от друга, так и при различных их сочетаниях.

Потерю прочности материала, как и его деформацию, можно отнести к двум основным видам — к деформациям объема и формы. Для первого случая характерно разрушение материала путем разрыва под действием нормальных растягивающих напряжений, а для второго — непрерывная деформация сдвига и течения вдоль площадок скольжения. В последнем случае потеря прочности материала наступает при преодолении сопротивления сдвигу, обусловленного сцеплением и внутренним трением, зависящим от величины нормального напряжения.

Прочность материала зависит от множества факторов и прежде всего от скорости и режима загрузки. Поэтому при исследовании прочностных свойств материалов этим факторам придают особое значение.

Для оценки прочности материала обычно пользуются простейшими испытаниями образцов на сжатие, растяжение и кручение, а чтобы судить о прочности конструкции (работающих в условиях сложного напряженного состояния), пользуются механическими теориями прочности. Последние называются механическими потому, что в их основу положены результаты механических испытаний материалов. В настоящее время они называются также теориями предельных напряженных состояний [149].

Классические теории прочности. В основу *первой классической теории прочности* — теории наибольших нормальных напряжений, связанной с именем Галилея, положено условие, что разрушение в данной точке наступает тогда, когда наибольшее из главных нормальных напряжений σ_{\max} достигает предельного для данного материала значения ($\sigma_{\text{пр}}$), определяемого из опыта на простое растяжение. В основу *второй классической теории прочности* — теории наибольших удлинений, связанной с именами Мариотта и А. Сен-Венана, положена гипотеза, согласно которой разрушение материала наступает тогда, когда относительное максимальное удлинение ϵ_{\max} достигает предельного для данного материала значения, определенного из опыта на простое растяжение.

Обе теории подтверждаются опытом только при испытании хрупких материалов, разрушение которых происходит путем отрыва одной части от другой, без развития пластических деформаций.

В *третьей классической теории прочности*, основоположником которой считается Ш. Кулон [149], в качестве критерия прочности принимается наибольшее касательное напряжение. Х. Треска еще в 1868 г. считал, что разрушение в данном материале возникает тогда, когда максимальное касательное напряжение равно некоторому критическому постоянному значению. Условие неразрушимости материала по этой теории записывается в следующем виде:

$$\tau_{\max} < \tau_{\text{пр}}, \quad (\text{II.78})$$

где τ_{\max} — наибольшее касательное напряжение для исследуемого состояния элемента; $\tau_{\text{пр}}$ — предельное значение касательного напряжения, определенного из опыта на простое сжатие (растяжение).

В случае трехосного сжатия (растяжения), когда $\sigma_1 > \sigma_2 > \sigma_3$, согласно (II. 19), имеем $\tau_{\max} = (\sigma_1 - \sigma_3) / 2$, а $\tau_{\text{пр}}$ находим, исходя из условия $\sigma_2 = \sigma_3 = 0$; $\sigma_1 = \sigma_{\text{гр}}$. Тогда условие (II. 78) запишем в следующем виде:

$$\tau_{\max} = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} < \frac{\sigma_{\text{пр}}}{2} \quad (\text{II.79})$$

или

$$\sigma_1 - \sigma_3 < \sigma_{\text{пр}}. \quad (\text{II.80})$$

Учитывая (II. 21), из (II. 80) получим следующее условие прочности:

$$\sqrt{(\sigma_a - \sigma_b)^2 + 4\tau_a^2} \leq \sigma_{\text{пр}}. \quad (\text{II.81})$$

Эта теория хорошо согласуется с опытами испытания пластических материалов, одинаково сопротивляющихся как растяжению, так и сжатию. Основными недостатками теории является то, что она не учитывает среднего главного нормального напряжения σ_2

и различной сопротивляемости растяжению и сжатию, присущей многим реальным материалам, в том числе и грунтам.

Энергетическая теория прочности. В первоначальном варианте этой теории, предложенной Е. Бельтрами, причиной наступления предельного напряженного состояния считалась полная удельная потенциальная энергия упругих сил, достигающая наибольшего значения.

Согласно этой теории, условие прочности записывается в следующем виде:

$$u < u_{\text{пр}}, \quad (\text{II.82})$$

где u — полная удельная энергия, определяемая из выражения (II. 9); $u_{\text{пр}}$ — предельное значение энергии, определенное из опыта на сжатие (растяжение) материала по формуле (II. 9) при условии $\sigma_2 = \sigma_3 = 0$; $\sigma_1 = \sigma_{\text{пр}}$;

$$u_{\text{пр}} = \sigma_{\text{пр}}^2 / 2E. \quad (\text{II.83})$$

Если учесть (II. 9) и (II. 83), условие (II. 82) примет вид

$$\sqrt{\sigma_1^2 + \sigma_2^2 + \sigma_3^2 - 2\mu(\sigma_1 \cdot \sigma_2 + \sigma_1 \cdot \sigma_3 + \sigma_2 \cdot \sigma_3)} < \sigma_{\text{пр}}. \quad (\text{II.84})$$

Эта гипотеза не подтвердилась опытами со всесторонним гидростатическим давлением, при котором разрушение практически никогда не наступает. Чтобы устранить недостатки гипотезы Бельтрами, в качестве критерия разрушения Губер в 1904 г. принял не всю удельную потенциальную энергию, а удельную потенциальную энергию упругого формоизменения. Тогда (II. 82) записывается в виде

$$u_{\text{ф}} < u_{\text{ф, пр}}, \quad (\text{II.85})$$

где $u_{\text{ф}}$ — удельная потенциальная энергия упругого формоизменения; $u_{\text{ф, пр}}$ — предельное значение той же энергии, полученное из опыта на простое сжатие (растяжение).

Величину $u_{\text{ф}}$ определяют из следующего выражения:

$$u_{\text{ф}} = u - u_v, \quad (\text{II.86})$$

где u — полная энергия, определяемая из выражения (II. 9); u_v — энергия, затрачиваемая на деформацию объема.

$$u_v = \frac{\sigma_{\text{ср}} \cdot \Theta}{2} = \frac{1}{6} (\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3) \cdot \Theta = \frac{1 - 2\mu}{6E} (\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)^2, \quad (\text{II.87})$$

где Θ — относительное изменение объема, определяемое из (II. 8); $\sigma_{\text{ср}}$ — среднее нормальное напряжение (II. 87).

Учитывая (II. 9) и (II. 87), получим [149]

$$\begin{aligned} u_{\text{ф}} &= \frac{2(1 + \mu)}{6E} (\sigma_1^2 + \sigma_2^2 + \sigma_3^2 - \sigma_1 \cdot \sigma_2 - \sigma_2 \cdot \sigma_3 - \sigma_3 \cdot \sigma_1) = \\ &= \frac{1 + \mu}{6E} [(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2]. \end{aligned} \quad (\text{II.88})$$

Предельная удельная энергия при сжатии ($\sigma_1 = \sigma_{\text{пр}}$; $\sigma_2 = \sigma_3 = 0$) равна

$$u_{\text{ф. пр}} = \frac{1 + \mu}{6E} \cdot 2\sigma_{\text{пр}}^2. \quad (\text{II.89})$$

Тогда при $\sigma_{\text{ср}} > 0$ условие (II. 85) примет вид:

$$(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2 \leq 2 \cdot \sigma_{\text{пр}}^2. \quad (\text{II.90})$$

В случае растяжения ($\sigma_{\text{ср}} < 0$), по М. Губеру, остается в силе условие прочности Бельтрами (II. 84).

Поскольку выражение (II. 90) не содержит упругих постоянных и не связано с предположением об упругом состоянии материала, Р. Мизес и Г. Генки предложили указанное выражение принять за условие пластичности

$$(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2 = 2 \cdot \sigma_{\tau}^2, \quad (\text{II.91})$$

где σ_{τ} — предел текучести материала.

Условие пластичности (II. 91) можно получить и из выражения касательного октаэдрического напряжения, записанного через главные нормальные напряжения (II. 54). Если для случая простого сжатия или растяжения в (II. 54) положить $\sigma_2 = \sigma_3 = 0$; $\sigma_1 = \sigma_{\tau}$, то получим условие (II. 91). Из этого, по Р. Рошу [8], следует, что разрушение начинается тогда, когда октаэдрическое касательное напряжение (II. 54) достигает критического постоянного значения, соответствующего предельному касательному октаэдрическому напряжению при простом сжатии (растяжении).

При чистом сдвиге, полагая в (II. 91) $\sigma_1 = -\sigma_3 = \tau_{\tau}$ (II. 12) и принимая $\sigma_2 = 0$, получим

$$\sigma_{\tau} = \sqrt{3}\tau_{\tau}. \quad (\text{II.92})$$

Условие (II. 92) называют также условием постоянства касательных напряжений, поскольку ни в одной точке тела касательные напряжения не должны превосходить постоянного для данного материала предельного значения τ_{τ} . Действительно, из (II. 52) имеем

$$\sigma_i^2 = \frac{1}{2} \sqrt{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2}, \quad (\text{II.93})$$

тогда из сопоставления (II.93) с (II.91) можно установить

$$\sigma_i = \sigma_{\tau}, \quad (\text{II.94})$$

т. е. при пластическом течении интенсивность напряжений постоянна.

Энергетическая теория Губера — Мизеса — Генки, как и третья классическая теория прочности, хорошо подтверждается опытами с пластическими материалами. Этого, как отмечает М. Н. Гольд-

штейн [42], нельзя сказать об условии Губера (II. 84). Основным недостатком этой теории является то, что она не учитывает различной сопротивляемости материала (грунта) растяжению и сжатию.

§ 6. ТЕОРИЯ ПРОЧНОСТИ КУЛОНА — МОРА

При оценке прочности грунтов применяют теорию прочности, предложенную Ш. Кулоном в 1773 г.

Согласно теории Кулона, прочность грунта на некоторой произвольно выбранной плоскости массива определяется величиной касательного напряжения, действующего на этой плоскости, и сопротивлением сдвигу $\tau_{сд}$ грунта на той же плоскости. Когда величина касательного напряжения достигает величины сопротивления грунта сдвигу, наступает его разрушение путем сдвига одной части массива относительно другой по так называемой поверхности скольжения. В соответствии с этим условие прочности записывается в следующем виде:

$$\tau_{сд} = \sigma \cdot \operatorname{tg} \varphi = \sigma \cdot f, \quad (\text{II.95})$$

где $\tau_{сд}$ — сопротивление сдвигу; σ — нормальное напряжение; φ — угол внутреннего трения; f — коэффициент трения.

Выражение (II. 95) характеризует закон сухого кулонового трения (сопротивления сдвигу) для песчаных (несвязных) грунтов.

Из (II. 95) следует, что при $\sigma = 0$ сопротивление песчаных грунтов сдвигу равно нулю ($\tau_{сд} = 0$).

Сопротивление глинистых грунтов сдвигу, обладающих как трением, так и сцеплением, определяется выражением, предложенным Л. Навье [42]:

$$\tau_{сд} = \sigma \cdot \operatorname{tg} \varphi + c = \sigma \cdot f + c, \quad (\text{II.96})$$

где c — сцепление, равное сопротивлению грунта сдвигу при $\sigma = 0$.

Поэтому рассматриваемую теорию называют также теорией Кулона — Навье [42].

Выражения (II. 95) и (II. 96) являются уравнениями прямых. Параметры c и f этих выражений условно называются сцеплением и коэффициентом трения. Первая из указанных прямых проходит через начало координатных осей $\tau_{сд} - \sigma$ (рис. 26, а), а вторая на оси $\tau_{сд}$ отсекает отрезок c (рис. 26, б). Эти прямые, называемые предельными, являются касательными к кругам предельных напряжений Мора или огибающими их.

Координаты точки касания предельной прямой к кругу предельных напряжений (см. рис. 26, а) характеризуют величины касательного и нормального напряжения в момент разрушения грунта, а угол α — положение площадки скольжения в тот же момент.

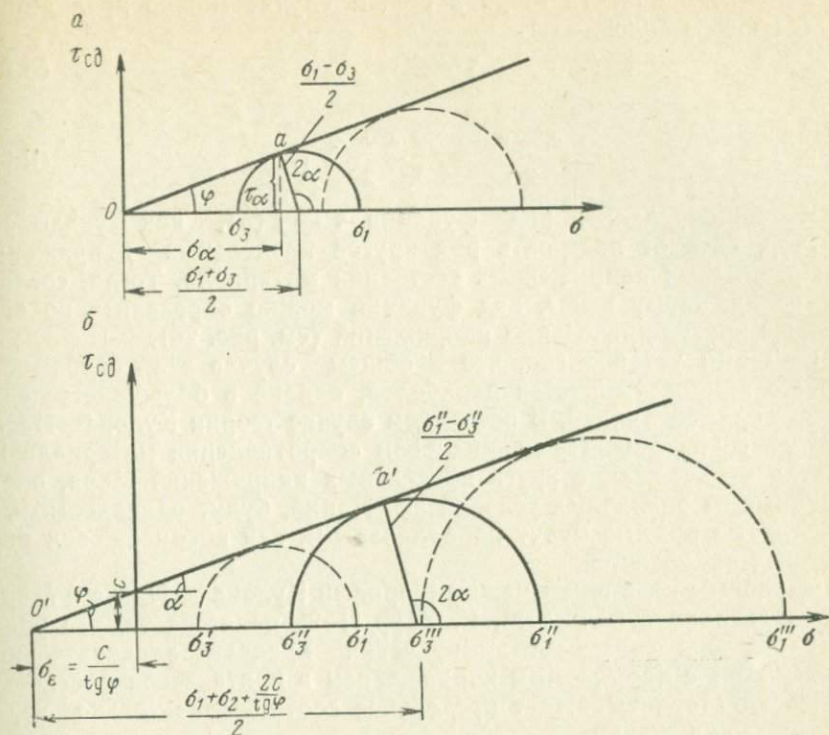


Рис. 26. Круги предельных напряжений Мора и их огибающие (диаграммы сдвига)
 а — для несвязных (песчаных) грунтов; б — для глинистых грунтов

Для определения параметров φ и c , входящих в уравнения (II. 95) и (II. 96), испытывают на сдвиг несколько образцов-близнецов (обладающих одинаковыми физико-механическими свойствами) приборами одно-, многоплоскостного среза (см. гл. III) при различных нормальных (уплотняющих) напряжениях σ .

Теория прочности Мора, как и теория Кулона — Навье, основана на той предпосылке, что прочность материала (грунта) обусловлена не действием отдельных касательных напряжений, а отношением касательного напряжения к нормальному, действующему на площадке скольжения в момент его разрушения. Иначе говоря, в отличие от третьей классической теории прочности принимается, что предельное касательное напряжение зависит от величины нормального напряжения на площадке скольжения.

Теория Мора предполагает, что плоскость скольжения проходит через ось промежуточного главного напряжения σ_2 и что она не влияет на прочностные свойства материала. Указанное допущение является основным недостатком этой теории.

Условие прочности Мора в общем случае можно представить в следующем виде:

$$\tau = f(\sigma) \quad (\text{II.97})$$

или

$$\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} = f\left(\frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2}\right). \quad (\text{II.98})$$

Чтобы определить вид функции $\tau = f(\sigma)$, как указывает О. Мор, следует построить ряд кругов предельных напряжений для различных напряженных состояний материала. Тогда, согласно изложенному выше, вид функции можно определить по огибающей кругов предельных напряжений (см. рис. 26).

Опытами установлено, что в общем случае эта огибающая хорошо аппроксимируется параболой, однако в большинстве случаев — прямой линией. В последнем случае теории Кулона—Навье и Мора совпадают. При одинаковом сопротивлении материала на сжатие и растяжение круги предельных напряжений Мора, определенные из различных условий испытаний, будут одинаковыми, а предельные прямые будут параллельными оси абсцисс — оси нормальных напряжений.

Основным различием между теориями Кулона — Навье и Мора, как правильно отмечает М. Е. Харр [152], является то, что уравнение Кулона связывает эмпирически предельное касательное напряжение с нормальным напряжением в критической плоскости. Критерий Мора выражает предельное соотношение только через главные напряжения.

В случае прямолинейной формы огибающей кривой кругов предельных напряжений указанное выше отношение максимально-го касательного и нормального напряжения или условие прочности Мора запишется в следующем виде (см. рис. 26):

$$\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_1 + \sigma_3 + \frac{2c}{\text{tg } \varphi}} = \sin \varphi, \quad (\text{II.99})$$

где σ_1 и σ_3 — наибольшая и наименьшая предельные главные нормальные напряжения в момент разрушения материала.

При $c = 0$ условие прочности Мора (II. 99) переходит в условие прочности Ренкина (1856 г.).

$$\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_1 + \sigma_3} = \sin \varphi. \quad (\text{II.100})$$

Координаты точек соприкосновения предельных прямых с кругами предельных напряжений Мора представляют собой нормальные σ_α и касательные $\tau_\alpha = \tau_{сд}$ напряжения, действующие на плоскости скольжения. Величина угла α между поверхностью скольжения и направлением действия наибольшего главного нормального напряжения σ_1 (см. рис. 11) равна половине угла между положительным направлением оси σ и радиусом круга Мора (см. рис. 26).

Поскольку $2\alpha = 90^\circ + \varphi$,

$$\alpha = 45^\circ + \varphi/2. \quad (\text{II.101})$$

Из выражения (II. 100) можно получить:

$$\sigma_3 = \sigma_1 \cdot \operatorname{tg}^2(45^\circ - \varphi/2); \quad (\text{II.102})$$

$$\sigma_1 = \sigma_3 \cdot \operatorname{tg}^2(45^\circ + \varphi/2), \quad (\text{II.103})$$

а из (II. 99):

$$\sigma_3 = \sigma_1 \cdot \operatorname{tg}^2(45^\circ - \varphi/2) - 2c \cdot \operatorname{tg}(45^\circ - \varphi/2); \quad (\text{II.104})$$

$$\sigma_1 = \sigma_3 \cdot \operatorname{tg}^2(45^\circ + \varphi/2) + 2c \cdot \operatorname{tg}(45^\circ + \varphi/2). \quad (\text{II.105})$$

Параметры φ и c , входящие в выражения (II. 95), (II. 96), (II. 99) и (II. 100), определяют испытанием нескольких образцов-близнецов на стабилометрах (см. гл. IV) в условиях трехосного сжатия (см. рис. 9).

§ 7. ТЕОРИЯ ПРОЧНОСТИ А. И. БОТКИНА. УСЛОВИЕ ПРОЧНОСТИ М. М. ФИЛОНЕНКО-БОРОДИЧА

Для оценки влияния промежуточного главного напряжения σ_2 на прочность грунтов А. И. Боткин [13] распространил на грунты теорию Мизеса — Шлейхера. Согласно этой теории, прочность материала исчерпывается тогда, когда действующее на октаэдрической площадке касательное напряжение $\tau_{\text{окт}}$ (II. 54) достигает некоторой, постоянной для данного материала, доли величины октаэдрического нормального напряжения $\sigma_{\text{окт}} = \sigma_{\text{ср}}$ (II. 55):

$$\tau_{\text{окт}} \leq m(n + \sigma_{\text{окт}}), \quad (\text{II.106})$$

где m — коэффициент внутреннего трения; n — модуль сцепления (всестороннее сжатие, под действием которого в грунте возникают внутренние силы, эквивалентные силам сцепления).

Это выражение можно представить и в виде закона Кулона — Навье (рис. 27):

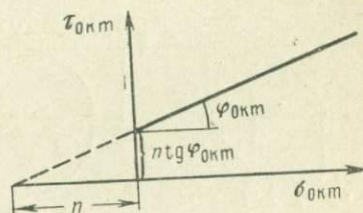


Рис. 27. Кривая предельных напряжений на октаэдрической площадке

$$\tau_{\text{окт}} = c_{\text{окт}} + \sigma_{\text{окт}} \cdot \operatorname{tg} \varphi_{\text{окт}}, \quad (\text{II.107})$$

где

$$c_{\text{окт}} = n \cdot \operatorname{tg} \varphi_{\text{окт}}; \quad m = \operatorname{tg} \varphi_{\text{окт}}. \quad (\text{II.108})$$

Исходя из изложенного, выражение (II. 107) можно записать в следующем общем виде:

$$\tau_{\text{окт}} = f(\sigma_{\text{окт}}), \quad (\text{II.109})$$

которое, из-за сходства с предельным условием теории Мора, М. М. Филоненко-Бородичем [149] названо обобщенной теорией Мора.

При влиянии среднего главного нормального напряжения на прочностные свойства материалов напряженное состояние элемента будет зависеть от величины σ_2 — от его расположения между σ_1 и σ_3 на горизонтальном диаметре главного круга предельных напряжений Мора.

Чтобы величину σ_2 выразить через величины обоих крайних главных нормальных напряжений σ_1 и σ_3

$$\sigma_2 = \frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_3) + \nu \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3), \quad (\text{II.110})$$

В. Лоде [74] ввел безразмерный коэффициент ν .

Из (II. 110) следует, что

$$\nu = \frac{\sigma_2 - \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2}}{\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}} = 2 \frac{\sigma_2 - \sigma_3}{\sigma_1 - \sigma_3} - 1. \quad (\text{II.111})$$

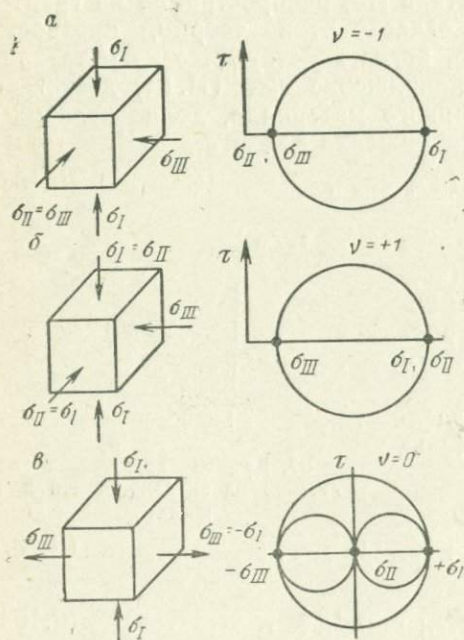


Рис. 28. Напряженное состояние элемента при различных значениях числа Лоде ν

В зависимости от вида напряженного состояния элемента коэффициент Лоде изменяется в пределах $-1 \leq \nu \leq +1$. В частности, при $\sigma_1 > \sigma_2 = \sigma_3$ $\nu = -1$ (рис. 28, а); при $\sigma_1 = \sigma_2 > \sigma_3$ $\nu = +1$ (см. рис. 28, б), а при чистом сдвиге (кручении) $\sigma_1 = -\sigma_3$, $\nu = 0$ (см. рис. 28, в).

Совершенно очевидно, что каждому из указанных выше виду напряженного состояния соответствует свое семейство кругов предельных напряжений и его огибающая. В этом по существу заключается обобщение теории Мора.

Тогда выражение (II. 109) можно будет представить в следующем виде:

$$\tau_{\text{окт}} = f(\sigma_{\text{окт}}, \nu). \quad (\text{II.112})$$

Если круги предельных напряжений Мора, определенные из испытания образцов по первым двум схемам ($\nu = -1$, $\nu = +1$) совпадают, это значит, что прочность грунта не зависит от промежуточного главного напряжения σ_2 . В противном случае надо воспользоваться результатами испытаний по обоим схемам.

Если из опытов получены предельные зависимости

$$\begin{aligned} F_+(\sigma_{\text{окт}}, \tau_{\text{окт}}) &= 0 \text{ при } \nu = +1; \\ F_-(\sigma_{\text{окт}}, \tau_{\text{окт}}) &= 0 \text{ при } \nu = -1, \end{aligned} \quad (\text{II.113})$$

то, согласно М. М. Филоненко-Бородичу [149], их можно объединить, используя простую линейную интерполяцию

$$\frac{1+\nu}{2} F_+(\sigma_{\text{окт}}, \tau_{\text{окт}}) + \frac{1-\nu}{2} F_-(\sigma_{\text{окт}}, \tau_{\text{окт}}) = 0,$$

или

$$\begin{aligned} &\frac{1}{2} [F_+(\sigma_{\text{окт}}, \tau_{\text{окт}}) + F_-(\sigma_{\text{окт}}, \tau_{\text{окт}})] + \\ &+ \frac{1}{2} [F_+(\sigma_{\text{окт}}, \tau_{\text{окт}}) - F_-(\sigma_{\text{окт}}, \tau_{\text{окт}})] = 0. \end{aligned} \quad (\text{II.114})$$

М. Н. Гольдштейн [42] условие (II.112) называет условием прочности Филоненко-Бородича.

Глава III

НАЧАЛЬНОЕ СОПРОТИВЛЕНИЕ ГЛИНИСТЫХ ГРУНТОВ СДВИГУ

§ 1. ВВЕДЕНИЕ

Одним из характерных видов деформации глинистых грунтов в природных условиях является простой сдвиг (скашивание) [111], который при увеличении касательных напряжений до некоторого предельного значения завершается исчерпыванием их прочности с разрывом или без разрыва сплошности материала.

Касательное напряжение $\tau = \tau_{сд} = \tau_{пр}^{(2)}$ (см. гл. II, § 3), при котором полностью исчерпывается прочность грунта, называется предельным сопротивлением сдвигу и определяется законом Кулона — Навье (II.96)). Сопротивление сдвигу является основным прочностным показателем грунтов вообще и глинистых грунтов в частности. По нему рассчитывают основания и земляные сооружения по первому предельному состоянию (по предельной прочности), проверяют устойчивость откосов и естественных склонов, вычисляют давление земли на ограждающие конструкции.

В связи с изложенным выше, определение сопротивления сдвигу глинистых грунтов испытанием их в условиях простого сдвига имеет важное прикладное значение. Поэтому не случайно, что несмотря на внедрение в лабораторную практику новых методов определения прочностных свойств грунтов (в том числе и глинистых), определение их прочности методом сдвига несколько не потеряло своего значения. Этот метод испытания грунтов в настоящее время настолько усовершенствован, что может свободно конкурировать с таким методом испытания, как трехосное сжатие (см. гл. IV).

В опытах на сдвиг в наибольшей степени отображаются действительные условия возможного сдвига сооружения, явления нарушения сопротивления грунта сдвигу очевидны, наглядны и убедительны [80]. Эти опыты предельно просты, а при соблюдении условия дренирования данные испытания глинистых грунтов совпадают с данными трехосных испытаний на сжатие. Между тем эти опыты имеют явное преимущество перед опытами на трехосное сжатие в смысле определенности напряженного состояния образца, возможности очень больших деформаций (приборы кольцевого среза и кручения), простоты и надежности замера деформации и т. д. Поэтому не случайно многие исследователи рекомендуют изучение механических свойств глинистых грунтов выполнять на приборах

кольцевого среза, кручения полых и сплошных образцов [4, 73, 89, 165, 173].

Испытанием глинистых грунтов на сдвиг устанавливают начальное и длительное предельные сопротивления их сдвигу*.

Под начальным понимается сопротивление сдвигу, соответствующее заданному состоянию грунта в данный момент времени и определяемое по одному из методов кратковременного испытания образцов.

Определение длительного сопротивления глинистых грунтов сдвигу связано с учетом длительности действия касательных напряжений, проведением продолжительных опытов. Эти вопросы будут подробно рассмотрены в главе V.

§ 2. ПРИБОРЫ, ИСПОЛЬЗУЕМЫЕ ДЛЯ ОПРЕДЕЛЕНИЯ НАЧАЛЬНОГО И ДЛИТЕЛЬНОГО СОПРОТИВЛЕНИЯ ГЛИНИСТЫХ ГРУНТОВ СДВИГУ

Для определения прочностных и деформационных характеристик грунтов должны быть использованы приборы, достаточно точно моделирующие в лабораторных условиях наблюдаемую в природе деформацию сдвига. Как было отмечено выше, характерным видом деформации формоизменения грунта в природных условиях является скашивание — простой сдвиг. В соответствии с этим определение прочностных и деформационных свойств грунтов при указанном виде деформации следует выполнить в условиях скашивания образцов.

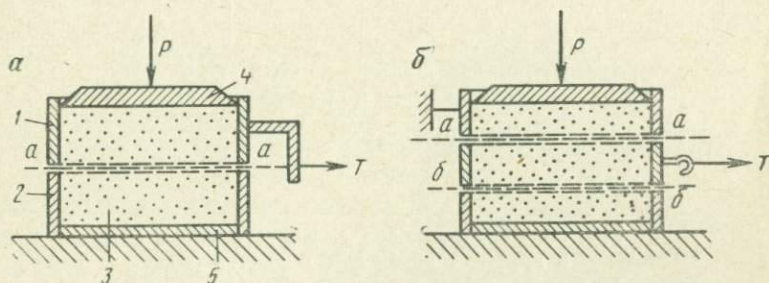


Рис. 29. Схемы приборов одноплоскостного (а) и двухплоскостного (б) среза

В лабораторной практике и в настоящее время широко распространены приборы одно- и двухплоскостного среза (рис. 29).

Прибор одноплоскостного среза (рис. 29, а) состоит из подвижной верхней 1 и неподвижной нижней 2 обойм, в которых помещается испытуемый образец 3. Уплотнение образца осуществляется вертикальной нагрузкой, приложенной к нему через верхний штамп 4, а касательное напряжение τ создается горизон-

* В дальнейшем, для краткости изложения материала, слово «предельное» будет опущено.

тальным усилием T , приложенным к образцу через верхнюю обойму. Под действием горизонтальной силы верхняя подвижная обойма перемещается по отношению к нижней неподвижной обойме и срезывает образец по заранее фиксированной поверхности $a-a$. Соппротивление грунта сдвигу при заданном σ_z определяется величиной срезающего (предельного) касательного напряжения.

В отличие от прибора одноплоскостного среза прибор двухплоскостного среза состоит из трех обойм (рис. 29, б). Образец срезывается по двум фиксированным плоскостям: $a-a$ и $b-b$.

Срезные приборы имеют очень простую конструкцию и удобны в эксплуатации. Однако они обладают рядом существенных недостатков [96], основными из которых являются: 1) протекание деформации в узкой зоне сдвига; 2) неравномерность распределения касательных напряжений в плоскости среза вследствие их передачи к образцу по его боковой поверхности и горизонтальным плоскостям; 3) концентрация касательных напряжений у краев образца, переменность площади среза; 4) ограниченность деформации; 5) изменяемость величины зазора между обоймами; 6) неполная передача касательных напряжений на образец; 7) смятие образца в торцах и т. д.

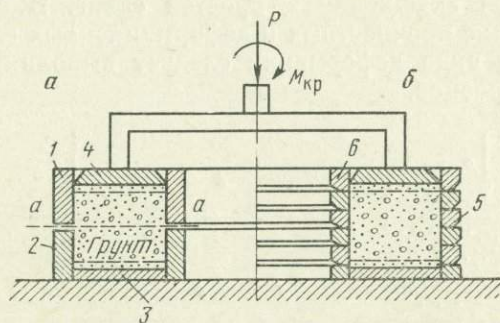


Рис. 30. Схема прибора кольцевого среза (а) и кручения кольцевых образцов (б)

1 — верхняя обойма; 2 — нижняя обойма; 3 — нижний дырчатый диск; 4 — штамп; 5 — наружные защитные кольца; 6 — внутренние защитные кольца.

Приборы кольцевого среза (рис. 30, а) свободны от многих указанных недостатков. Образец грунта срезывается по кольцевой поверхности в результате кручения верхней кольцевой обоймы относительно неподвижной нижней обоймы. В этих приборах вертикальное давление на образец передается через верхний кольцевой штамп. Через этот же штамп прикладывают к образцу крутящий момент. Образец срезывается по заранее фиксированной плоскости $a-a$ [89, 165, 200].

Основным общим недостатком всех срезных приборов, в том числе и кольцевых, является то, что на них невозможно опреде-

лить высоту зоны сдвига и вычислить величину относительной деформации сдвига γ , сдвиг протекает в стесненных условиях. Вследствие этого срезные приборы непригодны для определения деформационных характеристик грунтов, они могут быть использованы только для определения их прочностных характеристик — сопротивления сдвигу [92, 96].

Для определения прочности в условиях деформации простого сдвига (сопротивление сдвигу) необходимо испытывать образец грунта в условиях определенного напряженного состояния и иметь возможность измерять перемещение Δs в зоне сдвига на некоторой определенной базе a для нахождения величины относительной деформации сдвига ($\gamma = \Delta s/a$) (см. рис. 15).

Для определения прочности грунта при простом сдвиге в зависимости от характера испытания образцов применяются приборы: а) скашивания и б) кручения. Первые, в свою очередь, делятся на приборы принудительного и свободного скашивания образцов.

Прибор принудительного скашивания образцов представляет собой ящик (рис. 31, а), состоящий из основания, двух параллель-

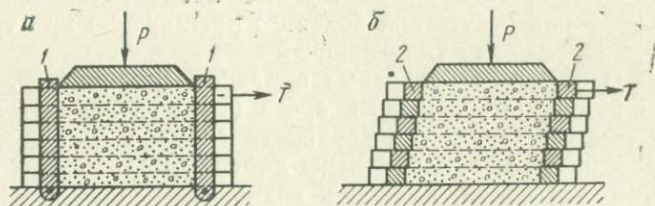


Рис. 31. Схемы приборов принудительного (а) и свободного (б) скашивания образцов
1 — жесткие стенки; 2 — защитные кольца.

ных (соединенных с основанием и между собой шарнирно при помощи планок) задней и передней жестких стенок и двух параллельных боковых стенок, составленных из сложенных друг на друга металлических планок [75]. Вращаясь вокруг нижних шарниров, передняя и задняя жесткие стенки наклоняются в сторону действия горизонтального усилия T , а наклон происходит при свободном перемещении металлических планок друг относительно друга. Помещенный в ящик-обойму образец грунта уплотняется вертикальной нагрузкой, приложенной к нему через верхний штамп.

В этих приборах состояние напряжения испытываемого образца не совсем ясно, поскольку касательные напряжения передаются к образцу через заднюю и переднюю жесткие стенки.

Приборы свободного скашивания образцов состоят из сложенных друг на друга защитных колец (рис. 31, б). Помещенный внутри колец образец подвергается предварительному уплотнению вертикальной нагрузкой, передаваемой на грунт через верхний штамп. Касательные напряжения, создаваемые горизонтальной

нагрузкой, передаются на поверхность среза через верхний подвижной и нижний неподвижный штампы. Под действием касательных напряжений образец свободно скашивается — подвергается деформации простого сдвига. В процессе сдвига защитные кольца, окружающие образец, свободно перемещаются друг относительно друга [42].

Если в приборах принудительного скашивания деформации сдвига замеряют только для всей высоты образца h , то в приборах свободного скашивания эти деформации могут быть замерены и в середине образца, на некоторой базе a . Деформацию сдвига в этом случае определяют по разности горизонтальных смещений двух точек зоны сдвига.

Основным общим недостатком сдвиговых приборов является ограниченность деформации сдвига и недостаточно точное выполнение условия парности касательных напряжений (см. гл. II, § 4).

Для определения деформации простого сдвига глинистых грунтов методом кручения обычно испытывают круглые, плоские кольцевые образцы. Для испытания образцов в разных состояниях плотности — влажности их подвергают предварительному уплотнению в условиях отсутствия бокового расширения при трех-четырех значениях внешней уплотняющей нагрузки σ_z .

Приборы кручения кольцевых образцов (см. рис. 30, б) отличаются от приборов кольцевого среза (см. рис. 30, а) только тем, что окружающие боковые поверхности образца сплошные стенки нижней и верхней обойм заменены наборами сложенных друг на друга защитных колец, имеющих возможность свободного взаимного перемещения вместе с образцом. В этих приборах высота зоны сдвига равна высоте образца. Деформацию сдвига замеряют как для всей высоты образца, так и в зоне сдвига.

Основным недостатком этих приборов является сложность вырезки кольцевых образцов из монолитов и большое трение, возникающее в процессе уплотнения между образцом и боковыми стенками набора защитных колец. В связи с этим возникает необходимость определения величины этого трения специальным тарированием для его последующего учета при обработке опытных данных, что несколько усложняет проведение эксперимента. Указанные недостатки приборов кручения кольцевых образцов можно легко устранить переходом к испытанию сплошных образцов (см. § 4).

Следовательно, для определения характеристик сопротивления грунтов сдвигу могут быть использованы все рассмотренные выше типы приборов. Однако для определения реологических свойств грунтов при простом сдвиге могут быть использованы только приборы кручения и свободного скашивания образцов.

§ 3. ПРИБОРЫ ОДНОПЛОСКОСТНОГО СРЕЗА

Государственный стандарт (ГОСТ 12248—66) требует, чтобы верхняя обойма срезывателя прибора одноплоскостного среза была подвижной, а нижняя — неподвижной. Испытание глинистых грун-

тов допускается в приборах с верхней подвижной частью (обоймой) срезывателя.

Срезыватель должен обеспечить:

- а) приложение сдвигающего (срезающего) усилия T строго по фиксированной поверхности среза и по оси симметрии помещенного в нем разъемного кольца — обоймы с образцом грунта;
- б) подачу и отвод воды из образца, а также сохранение природной или заданной влажности образца в процессе опыта;
- в) возможность тарировки (см. ниже);
- г) отсутствие внешних динамических воздействий;
- д) измерения вертикальных Δh и сдвиговых Δs деформаций образца.

Разъемное кольцо-обойма должно состоять из двух примерно равных по высоте частей, допускающих жесткое скрепление между собой при приготовлении и предварительном уплотнении образца. Для испытания образца, не сохраняющего форму, обойма должна быть снабжена жестким пористым дном.

Уплотнитель должен обеспечить центрированное приложение нагрузки к образцу, его уплотнение в условиях полного водонасыщения и сохранения природной и заданной влажности в процессе опыта.

В нашей лабораторной практике широко применяются приборы одноплоскостного среза модели ГПП-30 конструкции Н. Н. Маслова и Ю. Ю. Лурье [81, 96], приборы конструкции ДИИТ [39], Гидропроекта (ВСВ-2), Фундаментпроекта (СПФ-2) и др., удовлетворяющие всем изложенным выше требованиям, а также приборы одноплоскостного среза кольцевых образцов (кольцевого среза) конструкции НИС Гидропроекта [89], ДИИТ.

При проектировании особо ответственных сооружений испытания на сдвиг глинистых грунтов естественного и нарушенного сложения осуществляют также на специальных стендовых установках, предназначенных для крупнообломочных грунтов. Известны стендовые установки ГСП конструкции Гидропроекта для испытания на сдвиг (срез) прямоугольных образцов-монолитов размерами $35 \times 35 \times 30$, $15 \times 15 \times 15$, $11 \times 11 \times 12$ см [101]; конструкции В. П. Вихарева [18] для испытания цилиндрических образцов диаметром 50 см и высотой 40 см; конструкции Р. Г. Тулинова для испытания на одноплоскостной срез и сдвиг кольцевых образцов диаметром 50 см, высотой 55 см; М. Н. Гольдштейна [42] и ее модернизированный вариант ВСЕГИНГЕО — БСП [10] для испытания образцов диаметром 22 см, высотой до 13 см при максимальной нагрузке 1,0 МПа и предельной деформации 7 см.

Отметим, что впервые в СССР стендовые установки для испытания образцов-монолитов прямоугольной формы на сдвиг были использованы Н. Н. Масловым [80] на Свирьстрое, а одна из первых конструкций приборов по срезу кольцевых образцов была разработана Г. И. Покровским в начале 30-х годов [15, 105].

Прибор кольцевого среза НИС Гидропроекта. Этот прибор (автор Я. Л. Коган) предназначен для среза кольцевого образца по

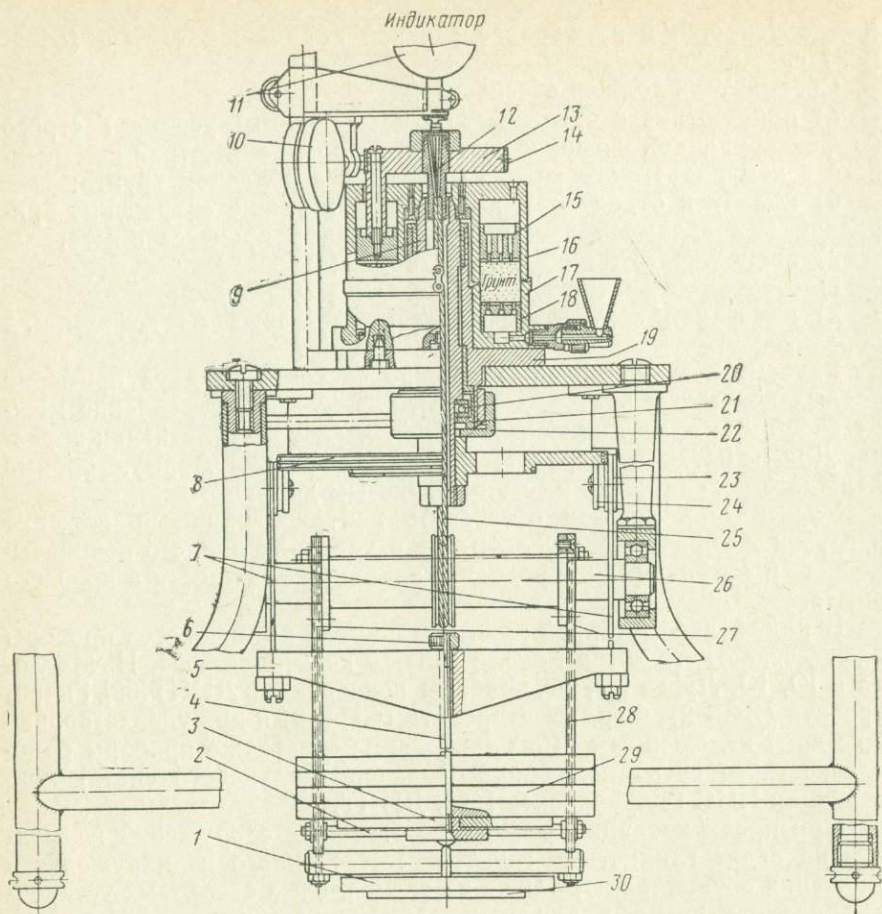
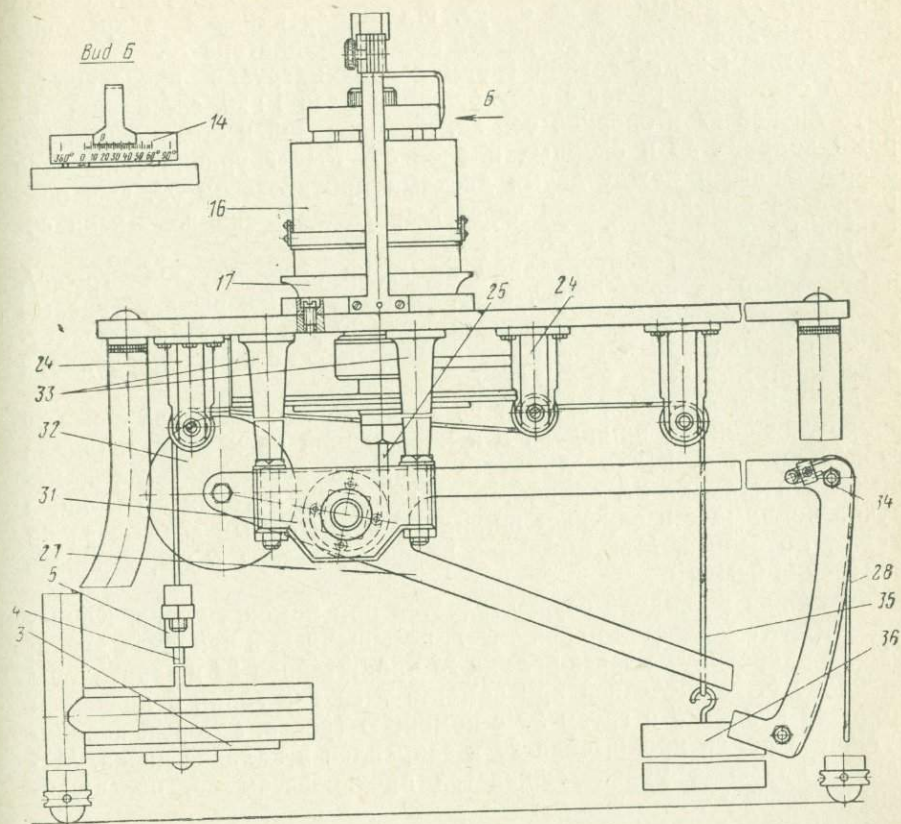


Рис. 32. Разрез прибора кольцевого среза НИС Гидропроекта

заранее фиксированной кольцевой поверхности методом вращения одной его части относительно другой [89] (высота образца $h = 24$ мм, наружный диаметр $d_2 = 101$ мм, внутренний диаметр $d_1 = 50$ мм, $F = 60,5$ см²).

Описываемый прибор (рис. 32) состоит из станины, головки, механизма кручения, механизма вертикальных (нормальных) нагрузок, кронштейна, держателя и нониуса.

Головка, в которой осуществляется предварительное уплотнение и срез образца грунта, состоит из нижней неподвижной 17 и верхней подвижной 16 кольцевых обойм, в которых помещены рифленые дырчатые неподвижное 18 и подвижное 15 кольца-штампы. Кольцо 15 с тремя винтами прикреплено к трем ножкам опоры 13, проходящим через выдолбленные в крышке обоймы-отверстия.



Кольцо 15 вместе с опорой 13 перемещается только по вертикали, а шпильки не дают нижнему кольцу крутиться. Вертикальная (нормальная) нагрузка при помощи троса 12 передается на образец грунта, который помещен между кольцами 15 и 18.

Для подачи воды в нижнюю обойму последняя снабжена штуцером и воронкой. Подача воды производится также через отверстия в крышке обоймы 16. В днище обоймы 17 имеются три отверстия, заглушенные винтами, которые предназначены для выталкивания кольца 15 из своего гнезда.

Сдвиг образца осуществляется кручением верхней обоймы при помощи шпинделя 9 механизма кручения и кольца, закрепленного на обойме винтами. Кольцо имеет прорезы, которыми захватывается головка шпинделя. Неподвижность нижней обоймы обеспечи-

вается двумя шпильками направляющей 19 механизма кручения, которые входят в отверстия днища.

Деформация сжатия образца измеряется индикатором 11, а деформация сдвига — индикатором 10, а также нониусом, шкала которого 14 помещена на опоре. На шкале нониуса закреплена пластинка, на которую упирается ножка индикатора 10.

Механизм вертикальной нагрузки (нормальной) представляет собой секторный рычаг с соотношением плеч 1:20, состоящий из двух дисков 27 и опорной оси 26, подвешенной к столу двумя парами колонок 33 и опорных планок 31. Рычаг уравнивается закрепленными между двумя дисками противовесом 32. Ось опирается на опорные планки через шарикоподшипники. Диски соединены распорками 2 и 34.

Для создания вертикальной нагрузки используется груз 1, помещенный на поддоне 30, который подвешен к рычагу тросами 28 тягой и поперечиной. Увеличенная в 20 раз нагрузка передается на образец при помощи троса, закрепленного на опорной оси и перекинутого через ее канавку.

Механизм кручения состоит из закрепленных на столе винтами направляющей 19, шпинделя 9 и насаженной на хвосте шпинделя гайкой диска 8. Шпиндель через опорный подшипник 20, помещенный в стакане 21, опирается на гайку 22, которая с помощью ручки поднимает и опускает шпиндель и тем самым создает зазор между обоймами. Максимальная величина зазора 5 мм, точность измерения 0,01 мм.

Кручение шпинделя осуществляется при помощи диска. Крутящий момент создается парой тяг 7, помещенных в канавках диска, которые перекинуты через ролики 23 кронштейнов 24 и закреплены на балке 5. К последней при помощи тяги 4 и гайки 6 подвешен грузовой поддон 3 и грузы 29 с помощью тросов, который перекинут через ролик кронштейна 24 и закреплен в канавке диска. Механизм кручения уравнивается противовесом 36, подвешенным на тросе 35.

Диаметр диска механизма кручения (плечо пары сил) $d = 20$ см. Приложенный на поддон рычага горизонтального усилия груз в 1 кг создает крутящий момент $M_{кр} = 1,0$ Н·м.

Кольцевой прибор приводится в горизонтальное положение четырьмя подъемными винтами, расположенными под ножками столика.

Как и в других приборах такого же типа, уплотнение образцов можно выполнять как непосредственно в приборе, так и вне его. В последнем случае надо дополнительно иметь несколько головок — срезывателей. Образцы в этих головках уплотняют рычажными прессами любой конструкции. После предварительного уплотнения головку с образцом помещают на станине прибора и срезывают по обычной методике.

Для тарировки кольцевого прибора следует:

1. Привести станину прибора в горизонтальное положение.

2. Уравновесить рычажные прессы механизмов вертикального усилия и кручения.

3. Проверить работу механизма кручения.

4. Тарировать рычаги вертикального усилия и кручения.

5. Определить величину силы трения кольцевого образца о стенки колец, возникающие при его уплотнении. Результаты тарировки занести в журнал (табл. 9).

Тарировку механизмов вертикальной (нормальной) нагрузки и кручения выполняют образцовыми динамометрами (ДОСМ 3-03, ДОСМ 3-05) при помощи специальных приспособлений (рис. 33), устанавливаемых на направляющей механизма кручения и служащих опорой для динамометра. Для передачи вертикальной нагрузки от рычага к динамометру используется рамная подвеска. Нижняя балочка подвески захватывает втулку троса 25 при помощи гайки (см. рис. 32), а верхняя балочка с помощью регулировоч-

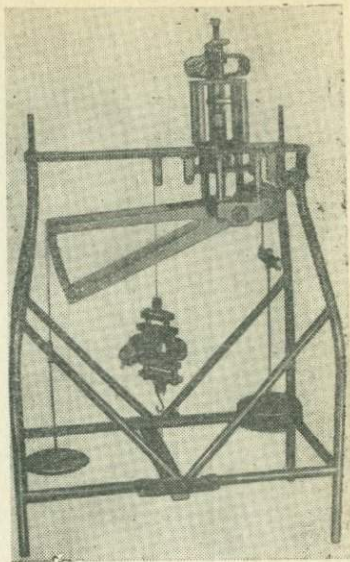


Рис. 33. Общий вид приспособления для тарировки механизмов вертикальных нагрузок и кручения прибора кольцевого среза

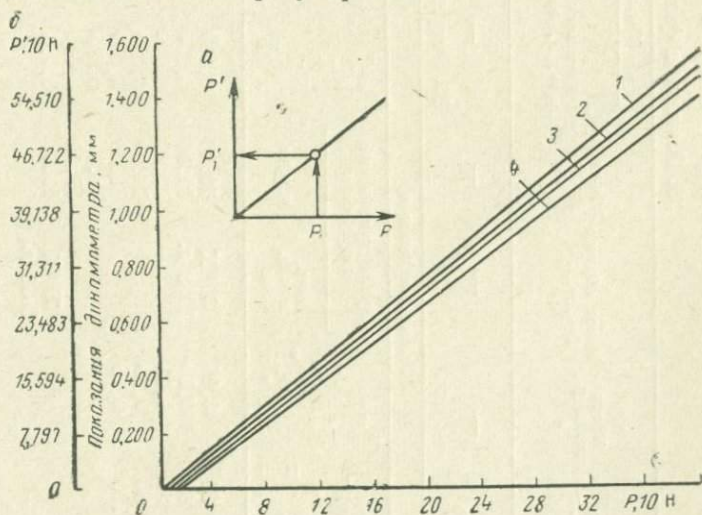


Рис. 34. Схема тарировочной кривой механизма вертикальной нагрузки (а) и тарировочные кривые механизмов кручения приборов НИС Гидропроекта (б) 1 — тарировочные кривые приборов 1, 9, 10, 13; 2 — то же, приборов 2, 3, 5, 6, 7, 8, 16; 3 — то же приборов 11, 12, 14, 15; 4 — то же прибора 4; P_1 и P' — нагрузки, передаваемые на образец грунта

Журнал определения сопротивления грунта сдвигу

1. Опыт № 1154 2. Грунт № 15—68 3. Сложение-естественное 4. Прибор ГП-30
 5. $\sigma_z = 0,25$ МПа 6. $\tau_{сг} = 0,112$ МПа 7. $c = 0,082$ МПа 8. $\varphi = 6^\circ 50'$

9. Размеры и физические свойства образца

Масса грунта с кольцом g_2 , г	Масса кольца g_1 , г	Масса образца $g = g_2 - g_1$, г	Объем образца V , см ³	Объемная масса		Плотность γ_s , г/см ³	Влажность		Коэффициент пористости	
				начальная $\gamma_0 = g/V$, г/см ³	конечная $\gamma_{кон}$, г/см ³		начальная w_0 , %	конечная $w_{кон}$, %	начальный e_0	конечный $e_{кон}$
—	—	—	—	—	1,92	2,58	26,42	32,0	—	0,78

10. Результаты испытания

Уплотнение (сжатие)						Сдвиг (срез)						Поровое давление u , МПа	
Груз на рычаге нормально-го усилия P_1 , кг	Вертикальное усилие P'_1 , 10 Н	Нормальное напряжение $\sigma_z = P'_1/F$, МПа	Время приложения напряжения		Показания индикатора Δh , мм	Груз на рычаге горизонтального усилия T_1 , кг	Горизонтальное усилие T'_1 , 10 Н	Касательное напряжение $\tau = T'_1/F$, МПа	Время приложения напряжения		Показания индикатора ΔS , мм		
			день, месяц, год	ч, мин					день, месяц, год	ч, мин			
2	20	0,05	30/IX 1968 г.	10.00	0,000	0,5	5	0,0125	31/IX 1968 г.	10.00	0,000	—	
4	40	0,10		11.00	0,025	—	—	—		10.01	0,010	—	
6	60	0,15		12.00	0,040	1,0	10	0,025		10.02	0,029	—	
8	80	0,20		14.00	0,075	—	—	—		10.03	0,029	—	
10	100	0,25		15.00	0,090	—	—	—		—	—	—	
				16.00	0,095	—	—	—		—	—	—	—
				17.00	0,096	4,5	45	0,112		11.25	0,501	—	
				18.00	0,098	—	—	—		11.26	0,590	—	
				31/IX 1968 г.	10.00	0,098	—	—		—	11.27	0,680	—
											11.28*	0,820	—
									—	—	—		

* Момент среза образца.

ного болта и стального шарика опирается на динамометр. Тарировка механизма кручения выполняется при помощи реверсивного устройства (см. рис. 33), которое подвешивается на тросе 36 вместо противовеса 37 (см. рис. 32) указанного механизма и закрепляется на балке, смонтированной на раме прибора.

Величины вертикальной нагрузки и крутящего момента определяют по массе гирь на грузовых поддонах 30 и 3 (см. рис. 32) при помощи тарировочных кривых, как это показано на рис. 34.

§ 4. ПРИБОРЫ КРУЧЕНИЯ

Для определения показателей прочностных и деформационных свойств глинистых грунтов при сдвиге подвергают чистому кручению как полые [173] и сплошные цилиндрические образцы [4], так и кольцевые и сплошные плоские образцы после предварительного уплотнения в условиях отсутствия бокового расширения [96]. Ниже приводятся описания приборов кручения кольцевых и сплошных плоских образцов, которые позволяют определить показатели механических свойств грунтов в разных их состояниях, т. е. под действием различных уплотняющих напряжений.

Кручение цилиндрических образцов в различных состояниях грунта осуществляют в условиях всестороннего (гиростатического) сжатия приборами трехосного сжатия — кручения (см. гл. V).

Прибор кручения НИС

Гидропроект. Для испытания образцов на простой сдвиг в кольцевых приборах одноплоскостного среза (см. § 3) головки-срезыватели последних несколько видоизменены [89, 96]. Соприкасающиеся с образцом грунта внутренней и наружной стенки верхней и нижней обойм головки прибора (см. рис. 32) срезаны и заменены набором колец из органического стекла (рис. 35), достаточно свободно перемещающихся относительно друг друга. Для уменьшения трения между защитными кольцами имеется тонкая прослойка смазочного масла. С той же целью уменьшена площадь соприкосновения колец. Для защиты образца от высыхания кольца покрывают толстым

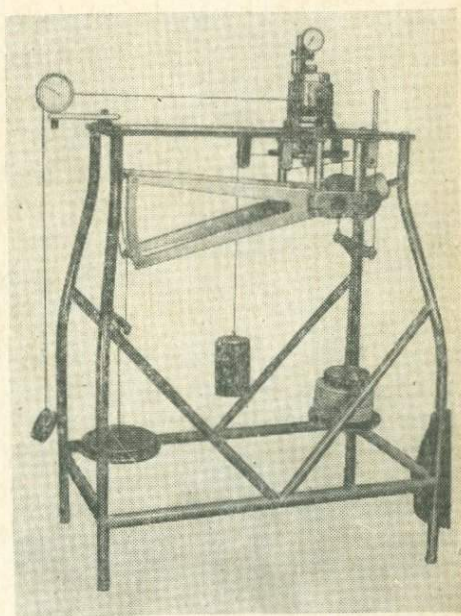


Рис. 35. Общий вид прибора кручения кольцевых образцов НИС Гидропроекта

слоем тавота или технического вазелина, а к его горизонтальным поверхностям подводят воду. Если опыт проводится при постоянной естественной влажности, верхний и нижний кольцевые штампы изолируют.

Уплотняющая (вертикальная) нагрузка, создаваемая секторным рычажным прессом, прикладывается к образцу через верхний кольцевой штамп. Кручение образца осуществляется механизмом кручения (см. рис. 32). Деформации сдвига измеряют одним прогибомером Максимова (см. рис. 35).

Указанное выше небольшое, но существенное изменение конструкции головки прибора кольцевого среза устранило вредное

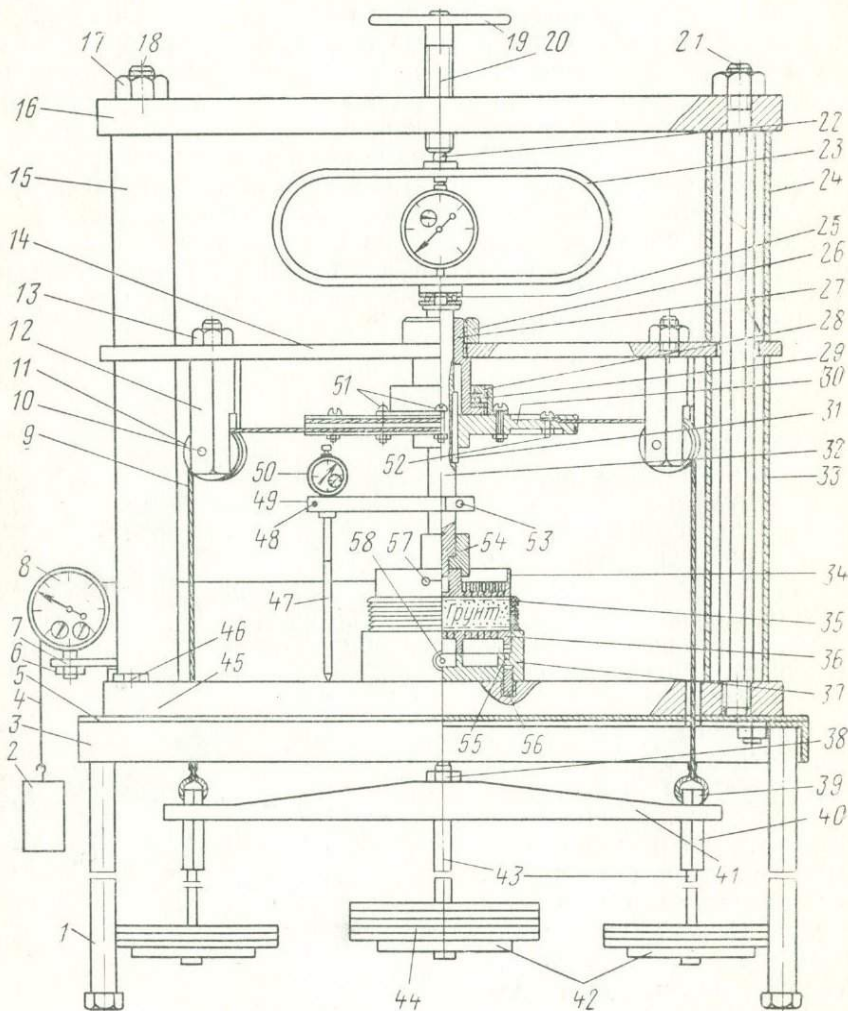


Рис. 36. Разрез прибора кручения сплошных образцов М-5

влияние трения образца о боковые стенки на деформацию сдвига (кручения), обеспечило полную передачу крутящих моментов (касательных напряжений) на образец и свободное скашивание его по всей высоте при полном обеспечении условия парности касательных напряжений.

Прибор кручения М-5 С. Р. Месцяна. Описываемый прибор (рис. 36) отличается от прибора кручения НИС Гидропроекта тем, что на нем можно испытать сплошные образцы диаметром $d = 101$ мм при высоте $h = 15-40$ мм. При испытании сплошных образцов существенно упрощается их вырезка, в два раза и более уменьшаются силы трения образца о защитные кольца, возникающие при предварительном уплотнении грунта.

Как и в модернизированных приборах НИС Гидропроекта, так и в приборе М-5 образец грунта снаружи окружен набором защитных колец, которые препятствуют его боковому расширению при уплотнении, а при кручении свободно перемещаются относительно друг друга, не препятствуя деформации сдвига (кручения).

Прибор весьма прост и удобен для определения прочностных и реологических характеристик грунтов в любом состоянии при простом (квазичистом) сдвиге под действием нормальных (уплотняющих) нагрузок до 2,5 МПа.

Он состоит из станины, двухъярусной замкнутой рамы, рабочего стакана, механизма кручения, винтового привода для создания вертикальной нагрузки и измерительных приборов деформации уплотнения и кручения (сдвига).

Станина состоит из четырех опорных ножек 1, рамы 3 и верхней плиты 5, которая приводится в горизонтальное положение при помощи вмонтированных в опорные ножки подъемных винтов.

На станине прибора при помощи винтов 46 смонтирована двухъярусная замкнутая рама. Нижний ригель 45 рамы служит основанием для рабочего стакана, промежуточный ригель 14 является опорой механизма кручения и направляющей штока (см. ниже), а верхний ригель 16, в который вмонтирован винтовой привод 20 с маховиком 19, служит опорой для динамометра 23. Строго параллельное расположение ригелей достигнуто при помощи вкладышей трубок 15, 24 и 33, внутри которых проходят ввинченные в нижний ригель винты 18 и 21. Последние при помощи зажимных гаек 17 прочно соединяют все элементы рамы.

Рабочий стакан, в котором осуществляется предварительное уплотнение и кручение образца грунта, состоит из нижней неподвижной обоймы-днища 37, в которую помещен неподвижный нижний рифленый дырчатый диск (фильтр) 36. Неподвижность (в смысле кручения) днища и нижнего диска-фильтра обеспечивается двумя парами шпилек 56 и 55, которые входят в гнезда на дне нижней обоймы и фильтра. Для подачи воды в днище имеются диаметрально расположенные штуцера 58.

Образец грунта, окруженный защитными кольцами 35, помещают на нижнем фильтре 36. Уплотнение и кручение образца осуществляется верхним штампом-фильтром 34.

Созданная винтовым приводом вертикальная нагрузка передается на верхний штамп и образец грунта через стальной шарик 22, динамометр 23, шарикоподшипник качения 25, шток-шпindelь 32, входящий в направляющую 54 верхнего штампа.

Для создания вертикальной нагрузки вместо винтового привода можно использовать также рычажный пресс (рис. 37), который монтируется на верхнем ригеле 4 рамы при помощи опорного винта 1. Рычаг 3 уравнивается противовесом 2. Созданная грузом 10 нагрузка передается на шток-шпindelь 9 через стойку 5, стальной шарик 6, переходник 7 и шарикоподшипник 8.

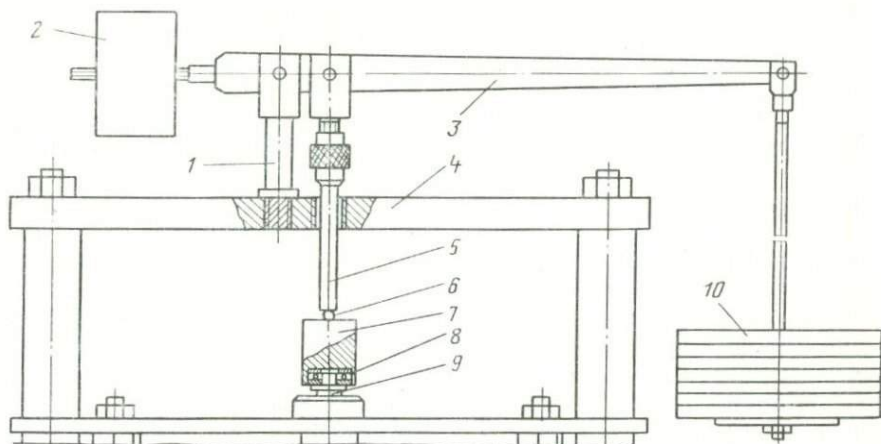


Рис. 37. Схема создания вертикальной нагрузки на приборе М-5 при помощи рычажного пресса

Нижний конец штока-шпindelя (см. рис. 36), который может свободно перемещаться по вертикали через направляющую 27, входит в прорез верхнего штампа 34.

Механизм кручения состоит из диска 30 диаметром 200 мм, подвешенного на направляющей штока-шпindelя при помощи соединительного кольца 28 через шарикоподшипник качения 29. Соединительное кольцо закреплено на диске 30 четырьмя болтами 51, а направляющая — на промежуточном ригеле 14 соединительной гайкой 26. Шток-шпindelь проходит через отверстие в центре диска.

Крутящий момент создается парой тяг 9, помещенных в канавке диска и закрепленных на нем болтами 52. Тяги перекинута через ролики 11 кронштейнов 12 и закреплены на болте 39 балочки 41. К последней подвешены грузовые поддоны 42 с грузом 44 при помощи тяг 43, гайки 38 и переходников 40. Болты 39 закреплены на балочке гайками и переходниками 40. В центре роликов 11 просверлены отверстия, где помещены посаженные на

пальцах 10 шарикоподшипники. Кронштейны 12 закреплены на ригеле рамы 14 гайками 13.

Созданный механизм кручения крутящий момент передается на шток-шпиндель через шпонку 31, которая вместе с ним может свободно перемещаться в канавке, выточенной на поверхности внутреннего отверстия диска кручения. Крутящий момент от шпонки штока-шпинделя передается верхнему штампу и образцу грунта через прорез, выточенный в центре верхнего штампа.

Вертикальная деформация образца грунта замеряется одним индикатором часового типа 50, который закреплен на держателе 49 винтом 48. Держатель индикатора крепится на штоке-шпинделе винтом 53. Ножка индикатора 50 опирается на нижний ригель 45 рамы через удлинитель 47.

Деформация сдвига (кручения) замеряется одним прогибометром системы Максимова 8, закрепленным на нижнем ригеле 45 рамы при помощи кронштейна 7 и гайки 6. Деформация кручения образца (верхнего штампа) передается на прогибомер проволокой 4. Один конец проводки закреплен на верхнем штампе винтом 57, а на другом конце подвешен груз 2 массой в 1 кг.

Тарировкой прибора можно определить:

1. Истинное значение вертикальной нагрузки, передаваемой на образец грунта от винтового привода (см. рис. 36). Оно определяется тарировкой штока-шпинделя, перемещающегося по направляющей. Установлено, что сила трения штока-шпинделя о направляющую очень мала, поэтому ею можно пренебречь.

2. Силу трения, возникающего между образцом и набором защитных колец в процессе предварительного уплотнения по методу, применяемому при компрессионных испытаниях [96].

3. Истинные значения передаваемых на образец грунта крутящих моментов.

Тарировка механизма кручения является наиболее ответственной и технической сложной. Для исключения ошибок при тарировке механизма кручения было решено определять величину крутящих моментов там, где они непосредственно передаются на образец грунта, т. е. на нижнем конце штока-шпинделя (см. рис. 36). Для этого верхний штамп 34 вместе с направляющим 54 (см. рис. 36) заменяется планкой 3 (рис. 38), в центре которой име-

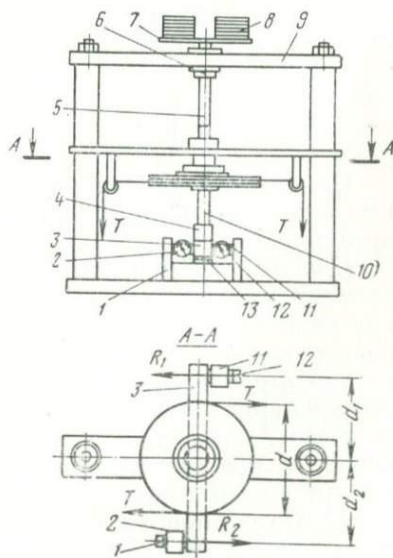


Рис. 38. Схема тарировки механизма кручения прибора М-5

ется переходник 4 с прорезью, куда входит нижний конец штока-шпинделя 10.

Планка 3 (рис. 38) двумя концами опирается на динамометры 2 и 11. Последние, в свою очередь, опираются на стойки 1 и 12. Крутящий момент, создаваемый механизмом кручения, через прорез переходника 4 планки передается на планку 3, а от планки к динамометрам. Зная показания динамометров (величины опорных реакций R_1 и R_2) и их расстояния d_1 и d_2 от центра вращения планки, можно определить величину крутящего момента, передаваемого на образец грунта от штока-шпинделя.

Возникающие в механизме кручения силы трения в значительной степени обусловлены трением в шарикоподшипнике качения 25 (см. рис. 36), расположенном между динамометром 23 и верхним концом штока-шпинделя. Величина этого трения зависит от вертикальной нагрузки. Поэтому тарировку механизма кручения следует проводить при различных значениях вертикальной нагрузки на шарикоподшипник.

Для тарировки механизма кручения с учетом величины вертикальной нагрузки расположение шарикоподшипника следует несколько изменить. Нижний рифленый диск (см. рис. 36) следует заменить гладким, а шарикоподшипник поместить между планкой и гладким диском (см. рис. 38). Это позволит отказаться от ручного винтового привода и загрузку штока осуществить при помощи специального загрузочного устройства с непосредственной передачей нагрузки на шток-шпиндель и через него на шарикоподшипник 13 (см. рис. 38). В случае создания вертикальной нагрузки винтовым приводом возникла бы необходимость включения в эту систему второго шарикоподшипника.

Загрузочное устройство (см. рис. 38) состоит из штока 5, проходящего через направляющую 6, вмонтированную в верхней плите 9 рамы. На конце штока-шпинделя расположена грузовая платформа 7 с грузом 8.

По данным тарировки механизма кручения строят тарировочные кривые (см. рис. 34, б). Число тарировочных кривых каждого механизма кручения равно числу вертикальных нагрузок.

Прибор предварительного уплотнения М-6. В целях экономии времени на подготовку образцов к испытанию на сдвиг в условиях кручения (на что зачастую уходит несколько месяцев) можно их предварительно уплотнить на приборе М-6 (рис. 29), состоящем из рамы, рабочего стакана и направляющего со штоком, передающего на грунт нагрузку от рычажного пресса.

Рама состоит из нижнего 19 и верхнего 10 ригелей. Их строго параллельное расположение достигается вкладышами-трубками 2, внутри которых проходят винченные в нижний ригель 19 винты 11. При помощи зажимных гаек 12 эти винты прочно соединяют между собой все элементы рамы.

На нижний ригель рамы ставится обойма-днище 18 рабочего стакана, который центрируется шпилькой 21. В центре верхнего ригеля с помощью соединительной гайки 3 вмонтирована направ-

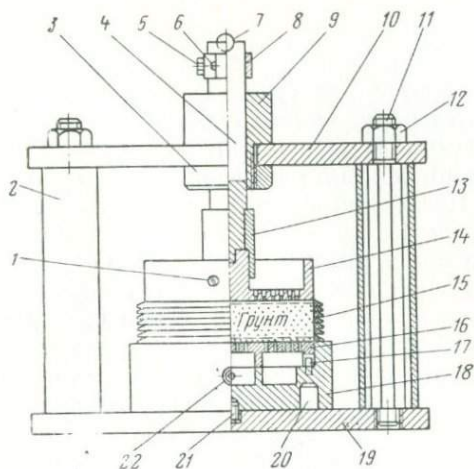


Рис. 39. Разрез прибора предварительного уплотнения М-6

ляющая 9 штока 4, которая входит в переходник 13 верхнего штампа 14 рабочего стакана и через этот штамп передает уплотняющую нагрузку на образец грунта, помещенный на нижнем рифленом фильтре 16 внутри защитных колец 15. Положение фильтра 16 фиксируется шпильками 17, а деформация уплотнения образца — индикатором часового типа, закрепленным на ножке держателя 8 винтом 6. Держатель крепится на штоке при помощи установочного винта 5.

Предварительное уплотнение образцов можно осуществить как с сохранением естественной влажности, так и под водой — после полного водонасыщения. В последнем случае образец насыщается водой через штуцер 22 и верхний перфорированный штамп 14. Для защиты образца от высыхания в процессе уплотнения защитные кольца покрывают тавотом или техническим вазелином.

Уплотняющая нагрузка, создаваемая расположенным над рамой рычажным прессом, передается на шток 4 через стальной шарик 7.

§ 5. ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ МЕТОДИКИ ОПРЕДЕЛЕНИЯ НАЧАЛЬНОГО СОПРОТИВЛЕНИЯ ГЛИНИСТЫХ ГРУНТОВ СДВИГУ

При определении сопротивления сдвигу образцы грунтов, отобранных из оснований проектируемых сооружений, испытывают с сохранением естественного сложения и влажности. Если грунты должны служить материалом для возведения земляных сооружений, испытывают образцы нарушенного сложения, с заданным значением объемной массы и влажности.

Образцы грунта естественного сложения вырезают режущими кольцами приборов из монолитов, отобранных на участке проектируемого сооружения. В полевых условиях образцы грунта непосредственно отбираются в режущие кольца приборов.

Образцы грунта нарушенного сложения с заданным значением влажности и объемной массы готовят непосредственно в режущем кольце прибора или вырезают из искусственно формованного монолита. Последний способ имеет то преимущество, что позволяет получить большое число образцов-близнецов, обладающих практически одинаковыми физико-механическими свойствами.

Для приготовления образца из грунта нарушенного сложения в режущем кольце прибора или в разъемных формах в виде куба размерами $25 \times 25 \times 25$ см или цилиндра диаметром 25 см и высотой 25 см грунт с заданной влажностью уплотняют до заданной плотности. Для этого в заранее взвешенную фарфоровую или металлическую чашу помещают грунт объемом вдвое больше объема режущего кольца или формы, растирают пестиком с резиновым наконечником до исчезновения комков крупнее 3 мм. Определяют влажность ω_0 помещенного в чашу грунта по ГОСТу 5179—64 и определяют его массу g_0 .

Массу g_1 , которую должен иметь помещенный в чашу грунт при заданной влажности ω_1 , вычисляют (в процентах) по формуле

$$g_1 = \frac{g_0 (1 + 0,01 \cdot \omega_1)}{1 + 0,01 \cdot \omega_0} \quad (\text{III.1})$$

Если влажность грунта ω_0 в чаше меньше или больше заданной влажности ω_1 , в грунт добавляют воду или подсушивают на воздухе до тех пор, пока его масса не станет равной g_1 . Массу воды, которая должна быть добавлена или удалена из грунта, определяют по разности g_0 и g_1 . При добавлении воды или подсушивании грунт следует тщательно перемешивать.

Массу грунта $g_{\text{гр}}$, необходимого для заполнения режущего кольца прибора или формы при приготовлении образца заданной влажности и плотности, определяют по формуле

$$g_{\text{гр}} = \frac{V (1 + 0,01 \cdot \omega_1)}{1 + e} \cdot \gamma_s, \quad (\text{III.2})$$

где V — объем кольца прибора или формы, см^3 ; e — заданный коэффициент пористости; γ_s — плотность грунта, $\text{г}/\text{см}^3$.

Для приготовления образцов из перемятого грунта с сохранением естественной влажности массу навески (в граммах) вычисляют по выражению

$$g_{\text{гр}} = V \cdot \gamma, \quad (\text{III.3})$$

где V — объем кольца; γ — заданная объемная масса.

При заполнении грунтом режущего кольца прибора или формы его послойно трамбуют, в необходимых случаях используют пресование.

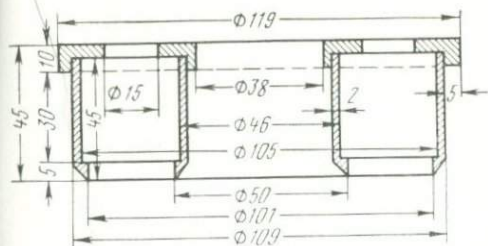


Рис. 40. Разрез режущего приспособления для вырезки кольцевых образцов

Образцы цилиндрической формы вырезают кольцами соответствующих приборов, а образцы кольцевой формы — режущим приспособлением, показанным на рис. 40. Для вырезки образцов режущие кольца и приспособления вдавливают в монолит грунта вручную или при помощи винтового пресса (рис. 41). Перед вырезкой образцов все поверхности режущих колец и приспособлений, соприкасающихся с грунтом, покрывают тонким слоем технического вазелина.

Вырезанные из монолита или грунтовой массы образцы, предназначенные для испытания на приборах свободного сжатия (см. § 2), покрывают тонкой резиновой оболочкой и защитными кольцами. Последние надевают также на образцы, предназначенные для испытания на кручение. Свободные поверхности образцов тщательно выравнивают, покрывают кружочками фильтровальной бумаги, помещают на нижние перфорированные диски (фильтры) приборов и выполняют их сборку.

При вырезании образцов берут пробы для определения основных показателей физических свойств грунтов: объемной массы γ_v , плотности γ_s , влажности w , коэффициента пористости e , степени водонасыщенности S_r и т. п. (см. гл. I, § 5).

В зависимости от условия работы в основаниях или земляных сооружениях глинистые грунты естественного отложения испытывают при: а) сохранении естественной влажности и б) водонасыщенном состоянии в условиях отсутствия свободного набухания. Грунты нарушенного сложения испытывают при заданной плотности — влажности или в водонасыщенном состоянии.

При испытании образцов с сохранением естественной влажности следует применять особые меры предосторожности, исключающие возможность их высыхания или дополнительного увлажнения.

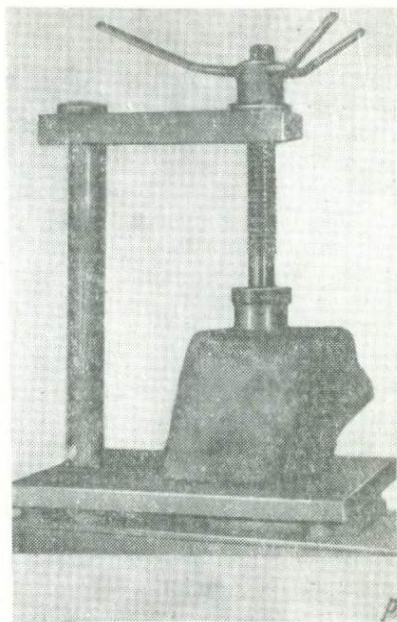


Рис. 41. Винтовой пресс для вырезки образцов из монолита грунта

Для этого фильтровальные бумаги пропитывают маслом, а для свободного пропуска воды их прокалывают иглой. Кроме того, принимают дополнительные меры по герметизации прибора — все зазоры покрывают толстым слоем тавота или вазелина. Для контроля за изменяемостью влажности во время эксперимента используют контрольные образцы, находящиеся в условиях, аналогичных условиям испытываемых образцов.

Образцы насыщают водой восходящим ее потоком. При насыщении образца используют воду, отобранную с места взятия монолита. Это требование вызвано тем, что если содержащий растворимые соли грунт насыщать дистиллированной водой, то в результате осмотического впитывания происходит набухание образца. Если незасоленный грунт насыщать минерализованной водой, то происходит отжатие поровой воды. Набухание способствует уменьшению, а отжатие поровой воды — увеличению сжимаемости и прочности грунта.

Сопrotивление сдвигу глинистых грунтов определяют по выражению (II. 96) (см. гл. II, § 6).

Для определения входящих в (II. 96) значений φ и c испытывают на сдвиг несколько (не менее трех) образцов-близнецов при различных значениях постоянных уплотняющих нагрузок σ_z в режиме контроля как деформаций сдвига γ , так и касательных напряжений τ .

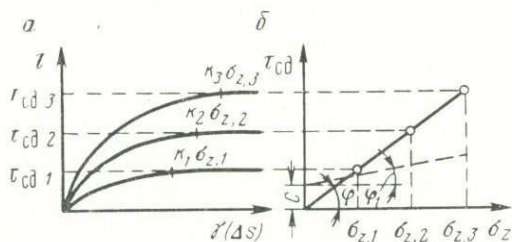


Рис. 42. Схема семейства кривых $\tau-\gamma$ ($\tau-\Delta s$) (а) и диаграмма сдвига (зависимости $\tau-\sigma_z$) (б)

Испытание образцов в режиме контроля деформаций сдвига (управляемого напряжения) проводят приложением ступенчато-возрастающих касательных напряжений, а результаты опытов представляют в виде кривых $\tau-\Delta s$ или $\tau-\gamma$ (рис. 42, а).

В каждом состоянии грунта, обусловленном величиной и продолжительностью действия постоянной уплотняющей нагрузки σ_z , при некотором предельном уровне касательного напряжения, равном предельному сопротивлению сдвигу τ_{cd} , образец деформируется без увеличения касательного напряжения. Деформация грунта при указанном уровне касательного напряжения, как было отмечено выше, завершается разрушением грунта с нарушением или без нарушения его сплошности. Причем чем больше величина

на уплотняющей нагрузке σ_z , тем больше величина сопротивления грунта сдвигу.

По определенным из опыта значениям сопротивления грунта сдвигу строят кривые зависимости $\tau_{сд} - \sigma_z$ (см. рис. 42, б); для песчаных грунтов — это прямая, проходящая через начало координат (сплошная линия), а для глинистых грунтов — прямая, отсекающая на оси ординат $\tau_{сд}$ отрезок c , равный величине сцепления грунта (пунктирная линия). Угол внутреннего трения φ определяют на углу наклона прямой $\tau_{сд} - \sigma_z$ к оси абсцисс.

Испытание образцов в режиме контроля касательных напряжений (управляемых деформаций) проводится при некоторой заданной постоянной скорости деформации сдвига, создаваемой испытательной машиной, с автоматической записью кривой.

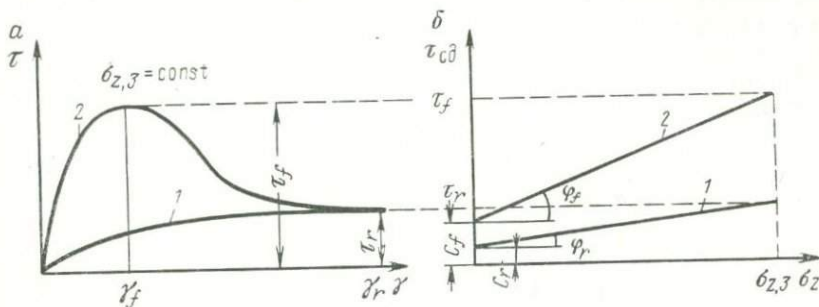


Рис. 43. Кривые $\gamma - \tau$ (а) и диаграммы сдвига (б) недоуплотненного 1 и переуплотненного 2 глинистых грунтов τ_f и τ_r — «пиковое» и «остаточное» сопротивления грунта сдвигу; γ_f и γ_r — то же деформации сдвига

Эти кривые для нормально уплотненных и недоуплотненных грунтов (рис. 43, а) не отличаются от кривой, полученной в режиме контроля деформаций сдвига (см. рис. 42, а). Кривая переуплотненных глинистых грунтов, обладающих достаточно большой структурной прочностью, существенно отличается от таковой, полученной в результате испытания других разновидностей глинистых грунтов (см. рис. 8). В рассматриваемом случае после достижения некоторого «пикового» значения (точки разрушения) τ_f деформация сдвига продолжает развиваться при уменьшающемся касательном напряжении [164], асимптотически стремящемся к некоторой постоянной величине τ_r , называемой «остаточным» касательным напряжением.

Таким образом, если сопротивление сдвигу нормально уплотненных и недоуплотненных грунтов оценивается одним значением, то сопротивление сдвигу переуплотненных глинистых грунтов (в случае испытания в режиме контроля напряжений) — «пиковым» (разрушающим) τ_f и «остаточным» τ_r значениями касательного напряжения. Следовательно, по данным испытания строят две диаграммы сдвига (см. рис. 43, б) и определяют по два значения для параметра (угла внутреннего трения) φ_f , φ_r и сцепле-

ния c_f , c_r , соответствующих «пиковому» и «остаточному» сопротивлениям грунта сдвигу.

В процессе сдвига недоуплотненных грунтов наблюдается доуплотнение, а переуплотненных грунтов — разуплотнение. Искусственно приготовленные и нормально уплотненные грунты при сдвиге практически не изменяют своей пористости.

Пористость водонасыщенных глинистых грунтов, влажность которых не изменяется в процессе сдвига, принято называть критической пористостью, а их состояние критическим. Это значит, что пористость глинистых грунтов при сдвиге стремится к своему критическому значению (рис. 44) [54], а критическое состояние соответствует нормально уплотненному грунту [145]. Нормально уплотненные, характеризующиеся большой структурной прочностью грунты проявляют свойства (в слабой степени) переуплотненных грунтов, т. е. они также обладают «пиковым» и «остаточным» сопротивлениями сдвигу [137].

Сопротивление глинистых грунтов зависит не только от величины уплотняющей нагрузки σ_z , но и от режима и длительности приложения последней и касательных напряжений.

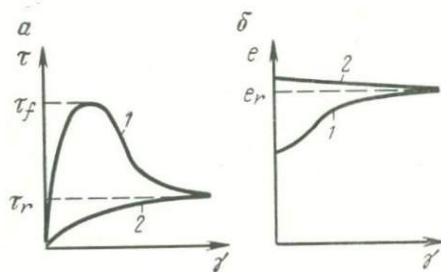


Рис. 44. Зависимость сопротивления грунта сдвигу (а) и пористости (б) от деформации (по Н. Я. Денисову)

1 — для переуплотненных образцов; 2 — для недоуплотненных образцов

Уменьшение скорости приложения и увеличение продолжительности действия σ , как правило, приводит к возрастанию прочности и сопротивления сдвигу как водонасыщенных, так и неводонасыщенных грунтов. В первом случае оно обусловлено рассеиванием во времени избыточного, т. е. нейтрального, давления в поровой воде u , достигающего (в зависимости от величины и скорости приложения σ_z) максимума в момент приложения σ_z или через некоторое время после него (см. гл. II, § 3). Рассеивание избыточного давления в поровой воде приводит к увеличению эффективного давления $\bar{\sigma}_z = \sigma_z - u$ (т. е. давления, воспринимаемого скелетом грунта) и плотности грунта во времени. При испытании маловлажных грунтов вследствие ползучести их скелета увеличение продолжительности действия σ_z приводит к уплотнению и упрочнению грунта.

Увеличение продолжительности действия касательных напряжений по-разному сказывается на сопротивлении грунтов сдвигу. При испытании водонасыщенных грунтов в условиях свободного оттока (отжатия) поровой жидкости это увеличение положительно влияет на прочностные свойства грунта. В этом случае имеет место увеличение сопротивления грунта сдвигу из-за рассеивания указанного выше давления и увеличения эффективного напряжения. При испытании на сдвиг водонасыщенных и водоненасыщенных грунтов, в условиях отсутствия избыточных напоров в поровой воде, увеличение длительности действия касательных напряжений приводит к понижению сопротивления их сдвигу. Это явление обусловлено реологическими свойствами грунтов и называется длительным сопротивлением сдвигу (см. гл. V).

Следовательно, сопротивление сдвигу водонасыщенных грунтов при всех равных условиях зависит от условия дренирования, т. е. от условия возникновения и рассеивания избыточного напора в поровой воде в процессе испытания.

По условию дренирования сопротивление сдвигу глинистых водонасыщенных грунтов определяют методами; а) неконсолидированно-недренированным (НН), или быстрым; б) консолидированно-недренированным (КН), или ускоренным и в) консолидированно-дренированным (КД), или медленным [10, 39].

В соответствии с изложенным, сопротивление сдвигу водонасыщенных глинистых грунтов, в общем случае, вместо (II. 96) следует определять по следующему выражению:

$$\tau_{сд} = (\sigma_z - u) \cdot \operatorname{tg} \varphi + c. \quad (\text{III.4})$$

При $t = \infty$ $u = 0$, $\tau_{сд} = \tau_{сд. \max}$.

Пример определения сопротивления грунта сдвигу по трем указанным выше методам, заимствованный из работы М. Н. Гольдштейна и С. С. Бабицкой [39], приведен на рис. 45.

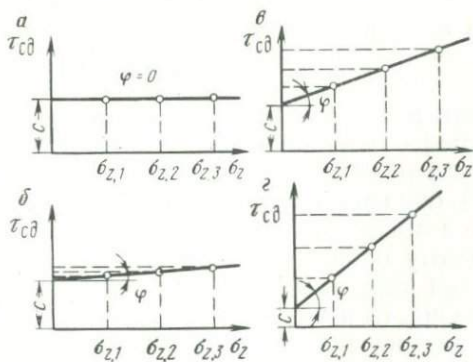


Рис. 45. Диаграммы сдвига, определенные по методам быстрого (а, б), ускоренного (в) и медленного (г) сдвига образцов (по М. Н. Гольдштейну)

Кроме перечисленных выше существуют и другие специальные методы: а) лабораторный метод определения сопротивления сдвигу (срезу) глинистых грунтов в условиях незавершенного уплотнения с фиксацией плотности — влажности, предложенный Н. Н. Масловым [81, 82]; б) сдвиг по заданной плоскости для оценки прочностных свойств грунтов по плоскости трещин или контакту слоев; в) сдвиг после предварительного уплотнения под проектной нагрузкой для оценки прочности набухающих грунтов при небольших нагрузках; г) сдвиг после частичной разгрузки нормального давления [105].

§ 6. МЕТОД ЛАБОРАТОРНОГО ОПРЕДЕЛЕНИЯ СОПРОТИВЛЕНИЯ СДВИГУ (СРЕЗУ) ПЕСЧАНЫХ И ГЛИНИСТЫХ ГРУНТОВ В УСЛОВИЯХ ЗАВЕРШЕННОГО УПЛОТНЕНИЯ

К одному из основных методов определения начального (кратковременного) сопротивления глинистых грунтов сдвигу относится метод их испытания в условиях завершенного уплотнения по ГОСТу 12248—66, который в дальнейшем будем называть стандартным, а сопротивление грунта сдвигу, определенное по этому методу, — стандартным сопротивлением сдвигу $\tau_{ст}$.

Отметим, что стандартный метод является консолидированно-дренированным методом испытания образцов на сдвиг (КД).

Стандартное сопротивление сдвигу $\tau_{сд} = \tau_{ст}$ глинистых грунтов оснований зданий и сооружений определяют на одноплоскостных срезных приборах. Этот метод не распространяется на глинистые грунты текучей консистенции ($I_L > 1$) с коэффициентом пористости для супесей $e > 1$, а для глин $e > 1,5$.

Для определения стандартного сопротивления грунта сдвигу испытывают образцы диаметром не менее 70 мм и высотой $1/2 - 1/3 d$. Диаметр образцов из однородных грунтов можно уменьшить до 56 мм.

Сопротивление сдвигу грунтов нарушенного сложения можно определить и на образцах прямоугольного параллелепипеда с отношением меньшей стороны к большей 1:1,5 и высотой, равной половине меньшей стороны параллелепипеда.

При испытании незасоленных грунтов на сдвиг под водой их образцы насыщают обычной питьевой водой. Засоленные легкорастворимыми солями (хлористыми, сернокислыми солями натрия, магния и калия) образцы насыщают грунтовой водой или водой, близкой к ней по химическому составу.

Для этого высоту образца фиксируют арретиром и заполняют ванну срезывателя или уплотнителя водой до уровня верхней поверхности образца (в первую половину времени насыщения поверхность образца не заливают водой). Ванну срезывателя заполняют водой после приложения к образцу нагрузки ($\sigma_z = 0,1$ МПа).

Время водонасыщения определяют из условия стабилизации его деформации, но оно должно быть не менее:

для песчаных грунтов	10 мин
» супесей и суглинков, имеющих $I_p \leq 12$	6 ч
» суглинков с $I_p > 12$ и глин с $I_p < 22$	12 »
» глин с $I_p > 22$	48 »

Сопротивление сдвигу грунтов определяют после предварительного уплотнения образцов напряжениями $\sigma_z > 0,1$ МПа, которое осуществляют при ступенчатом возрастании нагрузок (в режиме контроля деформаций). При испытании глинистых грунтов с показателем консистенции $0,75 \leq I_L \leq 1$ величины ступеней уплотняющей нагрузки (σ_z до 0,3 МПа) принимают равными 0,01; 0,03; 0,05 и далее 0,1 МПа. Для образцов песчаных и глинистых грунтов с показателем консистенции $I_L \leq 0,75$ (σ_z до 0,3 МПа) величина ступени уплотняющей нагрузки составляет 0,05 МПа.

Вертикальные деформации образцов измеряют индикатором часового типа с точностью 0,01 мм.

Истинную величину приложенного к образцу напряжения определяют по отношению сжимающего усилия P'_1 , определенного по тарировочной кривой (см. рис. 34, а), к площади поперечного сечения образца F :

$$\sigma_z = \frac{P'_1}{F}. \quad (III.5)$$

Для определения величины P'_1 следует: а) тарировать механизм (рычажное приспособление) вертикальной (нормальной) нагрузки прибора; б) определить трение, возникающее между образцом и обоймой срезывателя по методу, используемому при компрессионных испытаниях грунтов [96].

Длительность выдерживания каждой ступени нормальной нагрузки должна быть не менее:

для песчаных грунтов	5 мин
» глинистых грунтов	30 »

Длительность действия последней ступени нагрузки определяется условием завершения уплотнения, зависящим от скорости деформации:

для песчаных грунтов	0,02 мм за 1 ч
» супесей	0,02 » за 6 »
» суглинков и глин	0,02 » за 24 »

При условии равноценности результатов паралельных определений время стабилизации деформации суглинков с числом пластичности $I_p \leq 12$ можно сократить до 6 ч.

Предварительное уплотнение образцов можно выполнить как в срезывателе прибора, так и на приборах предварительного уплотнения. Величина уплотняющей нагрузки и влажностный режим проведения эксперимента определяются условиями залегания грунтов.

Если уплотнение образцов выполнено не в срезывателе прибора, а на приборе предварительного уплотнения, для испытания следует их быстро разгрузить и перенести в срезыватель прибора.

ров, не снимая штампов. Перед разгрузкой образцов следует удалить воду из ванны уплотнителя и освободить образцы от арретира.

В срезывателе к образцу вновь прикладывают напряжение σ_z , равное напряжению предварительного уплотнения. Нормальное напряжение прикладывают ступенями по 0,05 МПа до суммарного напряжения 0,2 МПа и далее по 0,1 МПа.

Продолжительность выдерживания каждой ступени нагрузки:

для песчаных грунтов	2 мин
» глинистых грунтов	5 »

Конечную ступень выдерживают:

для песчаных грунтов	5 мин
» супесей	30 »
» глини	1 ч

В случае испытания образца под водой после приложения нагрузки $\sigma_z = 0,1$ МПа ванну срезывателя заполняют водой.

Касательные напряжения могут быть как ступенчато, так и непрерывно возрастающими. В первом случае величина ступени касательного напряжения не должна превышать 5% от значения уплотняющего напряжения σ_z . Величину массы груза T_1 , помещаемого на поддоне рычага сдвигающего усилия, определяют по выражению

$$T_1 = 0,05 \cdot \sigma_z \cdot F \cdot \alpha \cdot \beta, \quad (\text{III.6})$$

где F — площадь поперечного сечения образца, см²; σ_z — нормальное напряжение, МПа; α — отношение плеч рычага срезывающего устройства (для прибора ГГП = 30 $\alpha = 1 : 10 = 0,1$); β — коэффициент.

Каждую последующую ступень касательного напряжения прикладывают к образцу после условной стабилизации деформации сдвига от действия предыдущей ступени напряжения. За условную стабилизацию деформации сдвига принимают скорость не более 0,01 мм/мин. При непрерывном возрастании касательного напряжения скорость среза принимают равной 0,01 мм/мин.

Величину касательного напряжения и сопротивления грунта сдвигу определяют по выражениям:

$$\tau = \frac{T'_1}{F}, \quad \tau_{сд} = \frac{T'_{1, \max}}{F}, \quad (\text{III.7})$$

где $T'_{1, \max}$ — приложенное к образцу максимальное (предельное) касательное усилие, определяемое по тарировочной кривой рычага сдвигающего усилия (рис. 46).

Деформацию сдвига измеряют индикатором часового типа с точностью до 0,01 мм. Показания индикатора записывают через каждую минуту после приложения ступени нагрузки до условной стабилизации деформации сдвига.

За сопротивление образца сдвигу (срезу) принимают максимальное касательное напряжение $\tau_{\max} = \tau_{\text{ст}}$, приводящее к незатухающей деформации с возрастающей скоростью, т. е. переходу деформации из стадии течения в стадию прогрессирующего разрушения.

Результаты испытания каждого образца записывают в отдельный журнал (см. табл. 9), а по результатам испытания нескольких образцов при различных значениях σ_z строят график ($\tau_{\text{сд}} = f(\sigma_z)$) (рис. 47, б).

Сопротивление сдвигу в каждом состоянии грунта определяют не менее двух раз. Для параллельных определений допускается вырезка образцов из различных монолитов, отобранных из одного и того же слоя грунта.

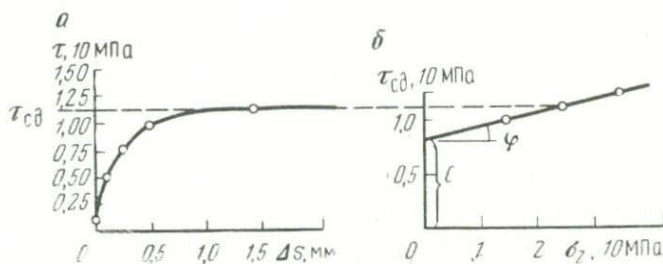


Рис. 47. Экспериментальная кривая $\tau-\Delta s$ (а) и диаграмма сдвига (б), построенная по данным испытания образцов на приборе ГПП-30

Зависимость между сопротивлением сдвигу $\tau_{\text{сд}}$ и нормальным напряжением σ_z определяют из выражения (II. 96). Угол внутреннего трения φ определяют с точностью до 1° , а сцепление c — с точностью до 0,2.

Сопротивление грунтов сдвигу по методу консолидированно-дренированного испытания (в условиях заверченного уплотнения) можно определить также на приборах свободного скашивания, кольцевого среза и кручения (см. гл. III, § 2, 3, 4).

В случае использования приборов свободного скашивания σ_z и $\tau_{\text{ст}}$ определяют по приведенным выше выражениям (III. 5) и (III. 7). При испытании на кручение кольцевых образцов сопротивление сдвигу определяют по выражению [9]

$$\tau_{\text{ст}} = \frac{3M'_{\text{кр. пр}}}{2 \cdot \pi (r_2^3 - r_1^3)}, \quad (\text{III. 8})$$

а в случае кручения сплошных образцов:

$$\tau_{\text{ст}} = \frac{3M'_{\text{кр. пр}}}{2 \cdot \pi \cdot r^3}, \quad (\text{III. 9})$$

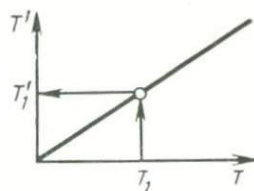


Рис. 46. Схема тарифовочной кривой рычага горизонтального усилия прибора ГПП-30

где $M'_{кр. пр}$ — предельный крутящий момент с учетом тарировочной поправки (см. рис. 34); r_2 и r_1 — наружный и внутренний радиусы кольцевого образца; r — радиус сплошного образца.

Выражения (III. 8) и (III. 9) получены из условия полного использования несущей способности всего сечения образца, когда распределение касательных по всему его сечению равномерное (эпюра распределения касательных напряжений прямоугольная).

Определение параметров φ и c . Параметры сопротивления сдвигу φ и c , входящие в выражение (II. 96), при небольшом числе опытов определяют (в соответствии с ГОСТом 1248—66) способом наименьших квадратов по выражениям:

$$\operatorname{tg} \varphi = \frac{n \sum (\tau_{ст} \cdot \sigma_z) - \sum \tau_{ст} \cdot \sum \sigma_z}{n \sum \sigma_z^2 - (\sum \sigma_z)^2}; \quad (\text{III.10})$$

$$c = \frac{\sum \tau_{ст} \cdot \sum \sigma_z^2 - \sum \sigma_z \cdot \sum (\tau_{ст} \cdot \sigma_z)}{n \sum \sigma_z^2 - (\sum \sigma_z)^2}, \quad (\text{III.11})$$

где n — число определений $\tau_{ст}$.

При их определении следует указать номенклатурное наименование грунта (см. табл. 1), сложение, метод испытания, величины σ_z и характерных показателей физических свойств γ , γ_s , w , e , S_r .

В табл. 9 приведены результаты испытания образца глинистого грунта на приборе ГП-30 при $\sigma_z = 0,25$ МПа, в табл. 10 — результаты испытания трех образцов того же грунта при трех различных σ_z , а на рис. 47 — диаграмма сдвига, построенная по данным табл. 10.

Масса груза, приложенная на поддон рычага сдвигающего усилия определяется по формуле (III. 6): $T_1 = 0,05 \cdot \sigma_z \cdot F \cdot \alpha \cdot \beta = 0,05 \cdot 0,25 \cdot 40 \cdot 1 \cdot 10 = 0,5$ кг, где β — переводной коэффициент, равный 10.

Таблица 10

Результаты определения стандартного сопротивления грунта сдвигу

Уплотняющая нагрузка σ_z , МПа	Сопротивление сдвигу $\tau_{ст}$, МПа	Коэффициент внутреннего трения $\operatorname{tg} \varphi$	Угол внутреннего трения φ	Сцепление c , МПа
0,15	0,10	0,12	6°50'	0,082
0,25	0,112			
0,35	0,124			

Величины коэффициента внутреннего φ и сцепления c определяют по выражениям (III. 10) и (III. 11) на основании данных испытания образцов грунта (см. табл. 10).

Теперь вычислим коэффициент внутреннего трения, угол внутреннего трения и сцепление графическим методом, используя диаграмму сдвига (см. рис. 47) и результаты испытания образцов (см. табл. 10). В этом случае величину $\operatorname{tg} \varphi$ определяют из выражения:

$$\operatorname{tg} \varphi = \frac{\tau_{\text{ст. } n} - \tau_{\text{ст. } n-1}}{\sigma_{z, n} - \sigma_{z, n-1}} = \frac{0,124 - 0,10}{0,35 - 0,15} = 0,12, \quad (\text{III.12})$$

откуда $\varphi = 6^{\circ}50'$.

$$c = \tau_{\text{ст. } n-1} - \sigma_{z, n-1} \cdot \operatorname{tg} \varphi = 0,10 - 0,15 \cdot 0,12 = 0,032 \text{ МПа.} \quad (\text{III.13})$$

§ 7. ОПРЕДЕЛЕНИЕ СОПРОТИВЛЕНИЯ ГЛИНИСТОГО ГРУНТА СДВИГУ МЕТОДАМИ КОНСОЛИДИРОВАННО-НЕДРЕНИРОВАННОГО (УСКОРЕННОГО) И НЕКОНСОЛИДИРОВАННО-НЕДРЕНИРОВАННОГО (БЫСТРОГО) СРЕЗА

Испытание образцов консолидированно-недренированным методом. Методика уплотнения образцов до приложения сдвиговых напряжений не отличается от методики, изложенной в предыдущем параграфе.

При испытании образцов в режиме контроля деформаций (управление напряжениями) скорость приложения ступеней касательного напряжения выбирают с таким расчетом, чтобы продолжительность испытания на сдвиг не превышала 1 мин [36]. Первые три ступени сдвигающего напряжения, прикладываемые к глинистым грунтам жесткой консистенции, принимают равным 10% от ожидаемой величины сопротивления сдвигу. Следующие ступени нагрузки прикладывают к образцу с таким расчетом, чтобы скорости деформации сдвига (в пределах действия каждой ступени напряжения) были равны. Это означает, что с увеличением числа ступеней величина изменения нагрузки должна постепенно уменьшаться. В конце опыта значение ступени нагрузки τ может достигнуть 0,005—0,0025 МПа.

Определение сопротивления грунта сдвигу сопровождается записью деформации уплотнения и сдвига с точностью 0,01 мм. Опыт считается законченным, когда при приложении очередной ступени нагрузки скорость сдвига быстро возрастает и заканчивается срезом образца.

Если испытываемый грунт имеет пластичную консистенцию, вследствие чего даже при незначительных величинах сдвигающего напряжения в нем развиваются деформации течения, сопротивление сдвигу определяют по кривой $\Delta s = f(\tau)$ (см. рис. 42). В этом случае к образцу через равные интервалы времени прикладывают равные ступени сдвигающего напряжения. В конце действия

каждой ступени нагрузки записывают величину деформации сдвига и по полученным данным строят график кривой $\Delta s = f(\tau)$.

Испытание образцов в режиме контроля касательных напряжений (см. § 5) осуществляется с заданной постоянной скоростью сдвига, которая задается такой, чтобы продолжительность опыта не превышала одной минуты.

Для определения параметров ϕ и c «пикового» и «остаточного» сопротивления грунта сдвигу попарно испытывают шесть-восемь образцов при различных значениях нормального напряжения σ_z . Независимо от режима испытания в процессе сдвига выполняется замер избыточного напора в поровой воде.

Испытание образцов неконсолидированно-недренированным методом отличается от предыдущего тем, что сдвигающие напряжения прикладывают к образцу сейчас же после приложения нормального напряжения σ_z . В этом случае величину нормального напряжения определяют по консистенции испытываемого грунта (см. § 6).

Минимальная величина нормального напряжения принимается следующей: для грунтов мягкопластичной консистенции $\sigma_z = 0,025$ МПа, для грунтов тугопластичной консистенции $\sigma_z = 0,1$ МПа. Для прочных глинистых грунтов величина нормального напряжения может изменяться в широких пределах.

Результаты опытов записывают в журнал определения сопротивления грунтов сдвигу (см. табл. 9). По данным испытания всех образцов строят графики $\tau_{cd} = f(\sigma_z)$ (см. рис. 44). В журнал записывают также результаты замера избыточного давления в поровой воде в процессе всего эксперимента.

§ 8. МЕТОДЫ И ПРИБОРЫ ИЗМЕРЕНИЯ ИЗБЫТОЧНОГО ДАВЛЕНИЯ В ПОРОВОЙ ВОДЕ

При определении сопротивления сдвигу водонасыщенных глинистых грунтов методами консолидированно-недренированного и неконсолидированно-недренированного сдвига (и трехосного сжатия, см. гл. IV) в поровой воде возникают избыточные напоры (III. 4). Поэтому определение порового давления имеет важное значение. Оно существенно также для разработки методики исследования ползучести скелета глинистых грунтов (см. гл. II, § 3).

При испытании грунтов в условиях простого сдвига, одномерного и трехосного сжатия (см. гл. IV) избыточное давление в поровой воде измеряют как у одного из торцов, так и внутри образца [10].

Метод измерения порового давления внутри образца имеет ряд существенных недостатков, а именно: ввод иглы в образец сильно усложняет зарядку прибора и проведение эксперимента; ввиду малого коэффициента фильтрации глинистых грунтов не всегда обеспечивается полная передача порового давления, находящегося в капиллярной трубке (в игле); появляется возможность

фильтрации воды по наружной поверхности иглы, приводящей к понижению порового давления.

Давление, воспринимаемое водой в капиллярной системе (игле) или в закрытой дренажной системе, можно определить следующими способами [10, 135]: 1) методом непосредственного замера; 2) методом, основанным на принципе создания противодействия компенсирующей системой; 3) методом, предусматривающим включение в систему измерения бокового давления специальных устройств.

В первом случае избыточное давление в поровой воде измеряют при помощи запаянного с одного конца и заполненного водой стеклянного капилляра диаметром 0,1 мм, называемого гидроаэростатическим манометром (рис. 48). Давление в воде определяют измерением объема газа в капилляре по закрепленной на нем шкале тарировки. Гидроаэростатические манометры очень чувствительны к изменениям температуры и барометрического давления, поэтому в полученные результаты необходимо вводить соответствующие поправки.

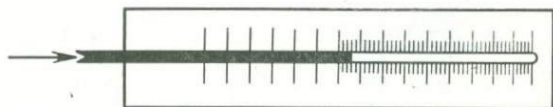


Рис. 48. Схема гидроаэростатического манометра

Сущность второго метода измерения порового давления заключается в том, что вытесненная из пор грунта вода нарушает равновесие заполняющей капиллярную трубку воды или ртути, перемещая их в сторону манометра. Противодействием, создаваемым компенсатором, вода или ртуть возвращается в первоначальное положение, возвращая тем самым в образец вытесненную из него поровую воду. Давление, необходимое для уравновешивания положения воды или ртути в капилляре, равно поровому давлению.

Компенсирующее давление, необходимое для возвращения воды или ртути в первоначальное положение, можно

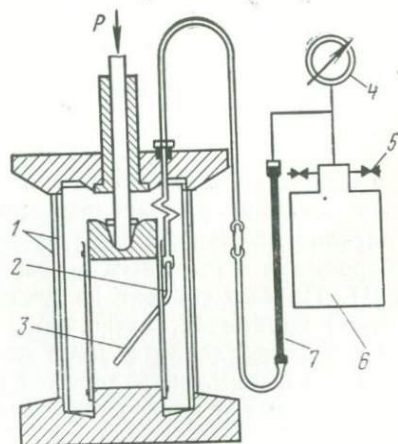


Рис. 49. Схема прибора для измерения порового давления с пневматической компенсацией:

1 — цилиндр; 2 — резиновая трубка; 3 — игла; 4 — манометр; 5 — регулировочный кран; 6 — баллон со сжатым воздухом; 7 — капилляр

создать нагнетанием воздуха или воды, расширением масла при нагреве и давлением столба ртути (поднимая вверх открытый конец ртутного манометра). В лабораторной практике для указанной цели чаще всего используется вода.

Схема устройства для уравнивания порового давления сжатым воздухом, предложенная Л. Бьеррумом [10], приведена на рис. 49. Здесь давление в поровой воде уравнивается давлением сжатого воздуха из баллона, которое измеряется манометром. Величину уравнивающего давления определяют по положению мениска в капилляре.

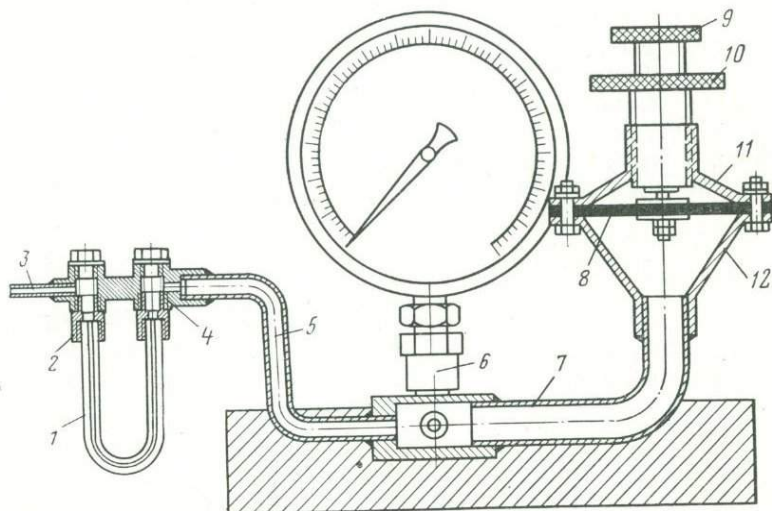


Рис. 50. Схема прибора для измерения порового давления конструкции Ничипоровича — Мигина

Схема одного из простейших приборов для измерения порового давления по рассматриваемому методу с использованием воды приведена на рис. 50. Конструкция прибора разработана А. А. Ничипоровичем и Мигиным и усовершенствована В. М. Павилонским [109]). Прибор состоит из следующих основных частей: соединительной трубки 3, U-образного стеклянного капилляра 1, гнезда для его закрепления 4, двух металлических трубок 5 и 7, двух гнезд 6, в которые вставляются манометр и вакуумметр (манометр или вакуумметр можно отсоединить при помощи кранов, не показанных на чертеже), конуса 12 с крышкой 11, резиновой мембраны 8 и винтов-регуляторов 9 и 10, соединенных с ней шарниром. Стеклянный капилляр закрепляется менделеевской замазкой 2.

Внутренняя полость прибора заполнена кипяченой водой, лишенной пузырьков свободного воздуха, а стеклянный капилляр — ртутью (до половины высоты), уровень которой отмечается визиркой.

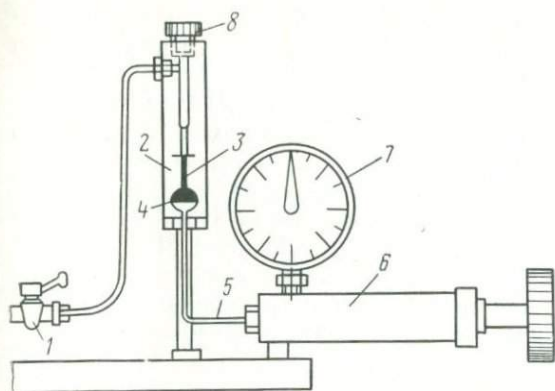


Рис. 51. Схема прибора для измерения порового давления ДИИТ:

1 — кран; 2 — корпус прибора; 3 — капилляр; 4 — мембрана; 5 — металлическая трубка; 6 — гидравлический пресс; 7 — манометр; 8 — пробка

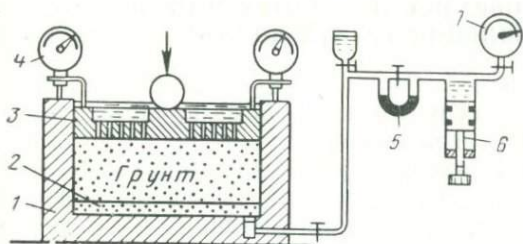


Рис. 52. Схема компрессионного прибора для измерения порового давления конструкции З. Г. Тер-Мартirosяна:

1 — корпус прибора; 2 — пористый камень; 3 — перфорированный штамп; 4 — мессуры; 5 — нуль-индикатор; 6 — цилиндр давления; 7 — манометр

Измерение порового давления осуществляется следующим образом. Возникающее в образце поровое давление через воду передается на ртуть, находящуюся в U-образной трубке, вследствие чего ртуть изменяет первоначальное положение. Вращением винтов регуляторов с крупной и мелкой нарезкой резиновая мембрана прогибается и в приборе создается противодействие, удерживающее ртуть в первоначальном положении. Противодействие, которое равно поровому давлению, замеряют манометром.

Компенсационные устройства для создания противодействия винтовыми прессами имеют широкое применение как у нас, так и за рубежом. Конструкции таких устройств подробно описаны в книге А. Бишоп и Д. Хенкеля [10]. Этот принцип определения избыточного давления в поровой воде использован также в приборах конструкции ДИИТ (рис. 51) [39] и З. Г. Тер-Мартirosяна (рис. 52) [156].

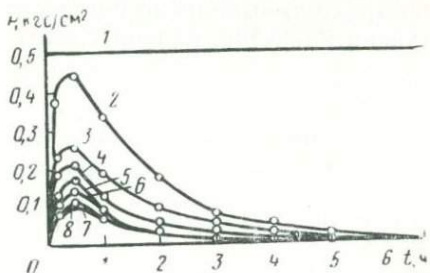


Рис. 53. Изменение порового давления во времени при компрессии [134]: 1 — величина первой ступени нагрузки; 2—8 — кривые изменяемости порового давления, соответствующие второй—восьмой ступеням нагрузки

Методы создания противодействия массой столба ртути и расширения масла при нагреве в лабораторной практике не получили широкого применения ввиду их сложности.

Третий метод измерения величины порового давления, предусматривающий включение в систему измерения бокового давления специальных систем, также не имеет широкого применения в лабораторной практике из-за ряда существенных недостатков, ввиду чего здесь не рассматривается. Более подробно второй и третий методы изложены в книге А. Бишоп и Д. Хенкеля [10].

На рис. 53 в качестве примера приведен график изменения порового давления, определенного при компрессионном испытании образцов грунта под действием различных постоянных нагрузок [134].

§ 9. ВЛИЯНИЕ ВЫСОТЫ ОБРАЗЦА И КОНСТРУКЦИИ ПРИБОРА НА СОПРОТИВЛЕНИЕ ГРУНТА СДВИГУ

Сопоставление данных о величине сопротивления глинистых грунтов сдвигу $\tau_{сд}$, полученных при испытании на приборах одноплоскостного среза ГПП-30 и среза кольцевых образцов НИС Гидропроекта, показывает, что в большинстве случаев они существенно расходятся. Сопротивление сдвигу, определенное на приборе одноплоскостного среза, выше, чем при испытании на приборе кольцевого среза.

Для иллюстрации сказанного выше рассмотрим результаты испытания четырех различных глинистых грунтов (табл. 11) на приборах обеих конструкций при различных значениях высоты образцов. На приборах одноплоскостного среза испытаны образцы двух размеров ($h = 35$ и 15 мм), а на приборах кольцевого среза — трех размеров ($h = 24, 15$ и 8 мм).

Опыты проведены на нормально уплотненных пластах, предельно уплотненных напряжением $\sigma_z = 0,2$ МПа в течение 7—12 дней.

Определение сопротивления грунтов сдвигу на приборах обеих конструкций выполнено по одной и той же методике. После первой ступени нагрузки, равной $0,025$ МПа, напряжения приложены сту-

Таблица 11

Показатели характеристик физических свойств грунтов

Номер грунта	Грунт	Плот- ность, г/см ³	Влажность, %		Пределы пластич- ности, %		
			начальная	конечная	w_L	w_P	I_P
2-57	Суглинок	2,66	33,4	26,4	31,3	18,6	12,7
4-57	Глина	2,70	38,7	33,6	41,2	23,3	18,0
5-57	Диатомитовая глина	2,59	—	47,4	58,1	32,2	33,9
8-61	Глина неокома	2,75	65,7	43,2	67,9	34,8	33,1

пенями по 0,01 МПа с интервалом 10 мин. Чтобы исключить возможность испарения влаги, опыты проведены под водой. Установлено, что конечные влажности образцов, испытанных на разных приборах, отличались друг от друга только на 0,6%.

Таблица 12

Результаты определения сопротивления грунтов сдвигу

Прибор	Высота образца, мм	Сопротивление сдвигу $\tau_{сд}$, МПа			
		2 = 57*	4 = 57	5 = 57	8 = 61
Кольцевого среза	24	0,084	0,083	0,098	0,079
	15	0,090	0,088	0,108	0,081
	8	0,097	0,117	0,122	0,090
ГГП = 30	35	0,147	0,102	0,164	0,070
	15	0,138	0,107	0,150	0,083

* Номер грунта.

Приведенные в табл. 12 данные получены при одинаковой величине зазора приборов одноплоскостного и кольцевого среза, равной 0,5 мм. Чтобы определить влияние величины зазора на сопротивление грунта сдвигу, одновременно испытывались кольцевые образцы высотой 24 мм при различных величинах зазора (от 1,0 до 2,7 мм). Установлено, что сопротивление сдвигу испытанных грунтов от величины зазора между каретками прибора практически не зависит.

Отметим, что аналогичные опыты ранее выполнены А. А. Ничипоровичем [105] на приборах одноплоскостного среза собственной конструкции при величинах зазора между каретками прибора от 1—2 до 7—8 мм и высоте образца 15—20 мм. При зазоре 8 мм ставились защитные кольца с расстоянием между ними около 1,0 мм. Опыты проведены на грунтах нарушенного сложения. Установлено, что величина зазора не оказывает влияния на результаты.

Данные табл. 12 показывают, что с уменьшением высоты кольцевого образца сопротивление сдвигу грунтов постепенно повышается. Наибольшее увеличение сопротивления сдвигу колеблется в пределах 12,3 (гр. 8=61) — 29,0% (гр. 4=47). Сопротивления грунтов сдвигу, испытанных на приборах одноплоскостного среза ГГП-30, практически не зависят от высоты образца (за исключением грунта 8=61).

Из сопоставления величин $\tau_{сд}$, определенных испытанием кольцевых образцов высотой $h = 24$ мм со средними их значениями, полученными на срезных приборах при h , равных 15 и 35 мм, следует, что (за исключением грунта 8=61) их разница колеблется в пределах 20,6% (гр. 4=57) до 41% (гр. 2=57). С уменьшением

высоты кольцевых образцов указанное расхождение постепенно уменьшается и даже полностью исчезает.

Изменение $\tau_{сд}$ на приборах кольцевого среза в зависимости от высоты образца можно в первую очередь объяснить неполной передачей внешней уплотняющей нагрузки на грунт из-за наличия большого трения между его боковыми поверхностями и стенками обойм срезывателя. Чем больше высота образца, тем выше величина его бокового трения о стенки обойм срезывателя прибора, и наоборот. Величина бокового трения при прочих равных условиях зависит также от свойств и состояния грунта. Чем выше предел текучести и влажность грунта при его уплотнении, чем ниже величина бокового трения. Для определения значения сопротивления грунта сдвигу на приборах кольцевого среза следует установить истинную величину внешнего уплотняющего давления, передаваемого на поверхность среза образца по методу, разработанному автором для компрессионных испытаний [92, 96]. Это, безусловно, вносит определенную трудность в проведение испытаний образцов на кольцевой срез и, как было указано выше, является одним из основных недостатков таких приборов.

Отметим, что на приборах одноплоскостного среза ГПП-30, в силу их конструктивных особенностей, внешняя уплотняющая нагрузка практически полностью передается на поверхность среза образца.

Данные табл. 12 показывают также, что в ряде случаев уменьшение толщины кольцевых образцов до 8 мм, когда внешняя нагрузка уже полностью передается на поверхность среза образца, не устраняют разницы, существующей в значениях $\tau_{сд}$, определенных на приборах двух конструкций. Это можно объяснить конструктивными недостатками прибора одноплоскостного среза ГПП-30 — протеканием деформации сдвига в тесных условиях в небольшой узкой зоне. В этих приборах зона сдвига распределена неравномерно по сечению [69] и зависит от физико-механических свойств грунта.

Интересно отметить, что приведенные в книге Б. П. Евдокимова [57] данные о величинах углов внутреннего трения ϕ и сцепления c среднего пылеватого суглинка и тяжелого пылеватого суглинка (кембрийская глина), полученные при испытании на приборах одноплоскостного среза и трехосного сжатия, также показывают их зависимость от метода испытания. Установлено, в частности, что испытание глинистых грунтов методом трехосного сжатия приводит к уменьшению углов внутреннего трения указанных грунтов в среднем на 8° (около 30%), сцепление среднего пылеватого суглинка в среднем уменьшается на 0,015 МПа (около 50%), а кембрийской глины увеличивается на 0,003 МПа (около 17%). Это значит, что испытание грунтов по методу трехосного сжатия приводит к снижению их сопротивляемости сдвигу по сравнению с методом одноплоскостного среза. Причиной изложенного является условие свободного деформирования образцов при их испытании в условиях трехосного сжатия.

Трение между боковыми поверхностями кольцевых образцов и стенками обойм срезывателя возникает не только при их уплотнении, но и при кольцевом срезе. Это трение несколько ухудшает условие свободного сжатия образца и повышает сопротивление сдвигу.

Опыты показывают, что в случае устранения указанного трения — заменой боковых сплошных стенок обойм срезывателя отдельными кольцами (см. § 2, 4), свободно перемещающимися относительно друг друга — при высоте образца $h=24$ мм сопротивление грунтов сдвигу может уменьшиться до 30%. При высоте образца $h=8$ мм боковое трение практически не влияет на прочностные характеристики грунта.

Чтобы исключить трение, возникающее между образцом и боковыми стенками обойм при его кольцевом срезе, испытание следует проводить только на приборах кручения, сплошные стенки обойм срезывателя которых заменены набором колец (см. § 4).

В табл. 13 приведены результаты определения стандартного сопротивления сдвигу ($\gamma_s = 2,81$ г/см³; $\gamma = 1,85$ г/см³; $\omega = 40,88\%$; $e = 1,12$; $\omega_L = 55,5\%$; $\omega_p = 37,41\%$; $I_p = 18,1\%$) грунта нарушенного сложения испытанием сплошных образцов различной высоты на приборах М-5 (см. § 4).

Таблица 13

Результаты испытания образцов грунта различной высоты

Физико-механические свойства образцов	Высота образца, мм		
	10	20	30
Объемная масса после среза, г/см ³	1,9	1,84	1,82
Влажность после среза, %	37,0	36,5	37,6
Сопротивление сдвигу $\tau_{ст}$, МПа	0,051	0,054	0,055

Данные табл. 13 свидетельствуют о том, что замена боковых стенок обойм срезывателя прибора кольцевого среза набором защитных колец практически исключает влияние бокового трения, возникающего при кручении, на величину $\tau_{ст}$. Эти данные говорят также о том, что при испытании сплошных образцов с отношением диаметра к высоте $d/h = 3,3 \div 10,1$ боковое трение, возникающее при уплотнении, также не влияет на величину $\tau_{ст}$ грунта нарушенного сложения.

Если между боковыми защитными кольцами образца оставить небольшой зазор (0,1—0,5 мм), то боковое трение, возникающее при уплотнении грунта, можно свести к нулю.

§ 10. ВЛИЯНИЕ ТЕМПЕРАТУРЫ НА СОПРОТИВЛЕНИЕ СДВИГУ ВОДОНАСЫЩЕННЫХ ГЛИНИСТЫХ ГРУНТОВ

Температура является одним из основных факторов, обуславливающих прочностные и деформационные свойства глинистых грунтов вообще, водонасыщенных в частности. Влияние этого фактора на сопротивление сдвигу и деформационные свойства мерзлых грунтов исследовано достаточно подробно [20 и др.]. В частности, показано, что даже незначительное изменение температуры приводит к весьма существенному изменению $\tau_{сд}$. В табл. 14 приведены значения $\tau_{сд}$ мерзлой и талой покровной глины, полученные Н. К. Пекарской [110].

Примечательно то, что сопротивление сдвигу мерзлых, а также весьма плотного талого, грунтов в основном обусловлено сцеплением. По мере возрастания нормального напряжения наблюдается возрастание доли трения и уменьшение доли сцепления на величину $\tau_{сд}$.

Изменяемость сопротивления сдвигу глинистых грунтов зависит не только от температуры, но и от дисперсности, величины влажности, степени водонасыщения, пористости, сложения грунта и интервала изменения температуры [62, 160]. При охлаждении глинистых грунтов в диапазоне $0 \div -160^\circ\text{C}$ происходит как деформация сокращения, так и расширения. В области фазовых превращений поровой воды (до $-4 \div -5^\circ\text{C}$) происходят интенсивные деформации сокращения. Указанные деформации продолжаются, но менее интенсивно, до $T = -20^\circ\text{C}$, а в диапазоне $-20 \div -60^\circ\text{C}$ наблюдается расширение. В песках до $T = -160^\circ\text{C}$ происходит только плавное развитие деформации сокращения.

Исследованиями установлено, что более интенсивное увеличение прочности глинистых грунтов происходит при температурах ниже $-20^\circ \div -30^\circ\text{C}$. Это явление считается [62] связанным с замерзанием новых порций воды в более тонких порах глинистых грунтов.

Влияние температуры на деформационные (и прочностные) свойства мерзлых дисперсных пород (глинистых грунтов) обусловлено как изменением объема их 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, приводят к уменьшению объема, а микротрещинообразование — к увеличению объема.

Если, как было сказано выше, прочностно-деформационные свойства мерзлых глинистых грунтов исследованы достаточно подробно, то этого нельзя сказать об обычных (немерзлых) глинистых грунтах. Здесь можно отметить исследования С. Мураяма и Т. Шибата [183] ползучести глинистых грунтов в условиях трехосного сжатия, термокомпрессионной сжимаемости Симонса [133], сдвиговой и компрессионной термползучести [26, 93, 94], сопро-

Сопrotивление сдвигу покровной глины в мерзлом и талом* состояниях

Объемная масса γ , г/см ³	Влажность w , %	Нормальная нагрузка σ_z , МПа	Сопrotивление сдвигу $\tau_{сд}$, МПа	Сцепление, %	Трение, %
При $T = -1^\circ\text{C}$					
—	—	0,1	0,55	94,7	5,3
—	—	0,3	0,60	86,7	13,3
1,84	26,5	0,4	0,62	83,9	16,1
1,88	34,8	0,8	0,73	71,2	28,8
1,85	29,1	2,2	0,83	62,6	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	32,1	0,4	0,89	81,0	19,0
1,84	32,3	0,8	1,05	68,5	31,5
—	—	1,2	1,22	59,8	40,2
$T = +20^\circ\text{C}$					
2,04	23,2	0,1	0,084	91,7	8,3
2,07	22,8	0,3	0,099	77,7	22,3
2,11	22,7	0,5	0,110	70,0	30,0

* Немерзлые образцы предварительно уплотнены под нагрузкой 0,5 МПа.

тивления одноосному сжатию М. Шерифа и С. Барренса, а также термоконсолидации Б. П. Горбунова и его сотрудников [3]. В последнее время составлены рекомендации по термоконсолидации слабых глинистых грунтов [122].

Во всех перечисленных работах показано существенное влияние температуры в интервале от 6,5 до 80°С на деформационные и прочностные свойства глинистых грунтов вообще, на ползучесть в особенности. Не останавливаясь на вопросах исследования влияния температуры на деформационные свойства глинистых грунтов, так как они выходят за рамки этой книги и в какой-то степени освещены в литературе, отметим полученные М. Шерифом и С. Барренсом результаты по исследованию прочности образцов из грунтовой пасты (предварительно уплотненных при температуре +24°С) в условиях одноосного сжатия. Ими, в частности, установлено, что при изменении температуры в пределах $T = +24, +38, +52$ и $+66^\circ\text{C}$ имеет место снижение прочности грунта, причем зависимость между логарифмом прочности и влажностью образцов во всем диапазоне изменения температур линейная.

Ниже приводятся некоторые результаты определения влияния температуры на сопротивление грунта сдвигу* при испытании кольцевых образцов на кольцевой срез. Опыты проведены на приборах кручения НИС Гидропроекта (см. § 3) при четырех постоянных значениях температуры $T = +14, +20, +30$ и $+40^\circ\text{C}$ под действием трех различных значений уплотняющего напряжения σ_z . Опыты проведены после полного водонасыщения образцов грунтов (табл. 15) и завершения процесса уплотнения и нагрева (или охлаждения) в течение одних суток. Испытаны образцы естественного сложения.

Таблица 15

Показатели характеристик физических свойств грунтов

Номер грунта	Объемная масса, г/см ³	Плотность, г/см ³	Влажность, %	Пределы пластичности, %			e	S_r
				w_L	w_P	I_P		
19—69	1,92	2,62	26,18	46,84	25,71	21,13	0,736	0,969
25—69	1,77	2,64	34,13	52,63	23,34	29,29	0,997	0,904

Нагрев и охлаждение образцов осуществлялись циркуляцией теплой и холодной воды между наружными защитными кольцами и кожухом из органического стекла, смонтированным на направляющей 19 (см. рис. 32) механизма кручения прибора (кожух на рисунке не показан). Заданная температура создавалась и поддерживалась постоянной в течение всего опыта термостатом У8 (ГДР) или ТЛ-150, нагнетающим в прибор воду постоянной температуры.

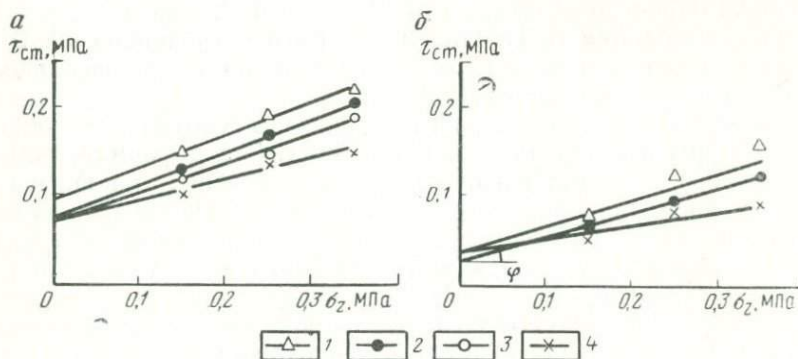


Рис. 54. Диаграммы сдвига грунтов при различных постоянных температурах: 1 — $T = 14^\circ\text{C}$; 2 — $T = 20^\circ\text{C}$; 3 — $T = 30^\circ\text{C}$; 4 — $T = 40^\circ\text{C}$

* Опыты проведены Р. Р. Галстяном под руководством и при участии автора

Образцы испытаны на срез по стандартной методике (см. § 6) при двукратной повторности каждого опыта. Испытания всех образцов выполнены на одном и том же приборе. Результаты испытания сведены в табл. 16, а вычисленные значения параметров φ и c приведены в табл. 17. Диаграммы сдвига грунтов показаны на рис. 54.

Таблица 16

Результаты испытания образцов грунтов на сдвиг при различных постоянных уплотняющих нагрузках и температурах

σ_2 , МПа	T° , С	Грунт 19 = 69		Грунт 25 = 69	
		$M_{пр. кр.}$, 10 Н·м	$\tau_{ст.}$, МПа	$M_{пр. кр.}$, 10 Н·м	$\tau_{ст.}$, МПа
0,15	14	343,65	0,144	171,60	0,072
	20	304,50	0,128	156,00	0,066
	30	287,10	0,121	—	—
	40	243,60	0,102	124,80	0,052
0,24	14	448,05	0,188	288,60	0,121
	20	395,85	0,166	218,40	0,092
	30	343,65	0,144	—	—
	40	326,25	0,137	195,00	0,082
0,35	14	517,65	0,217	312,00	0,131
	20	487,20	0,205	284,70	0,120
	30	452,40	0,190	—	—
	40	356,70	0,150	210,60	0,086

Данные табл. 16 и 17 свидетельствуют о существенном влиянии температуры на сопротивление сдвигу обычных водонасыщенных глинистых грунтов. Из этого следует, что при определении прочностных свойств (а также деформационных) указанных грунтов

Таблица 17

Параметры сопротивления сдвигу грунтов φ и c

Номер 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

учет температурного фактора является необходимым. Поскольку в природных условиях температура грунтов обычно ниже, чем в лабораторных условиях, полученные в этих условиях показатели сопротивления сдвигу ϕ и c всегда будут существенно заниженными.

Снижение сопротивления водонасыщенных глинистых грунтов в результате их нагрева обусловлено уменьшением вязкости связанной воды в результате увеличения ее кинетической энергии. Как отмечают Б. В. Железный и др. [161], вязкость воды в капиллярах, имеющих радиус менее 0,5 мм, повышена. С ростом температуры аномальные отклонения вязкости от обычных значений уменьшаются и исчезают при 65—70° С. По И. А. Брилинг [14], повышение температуры в слое глины приводит к «разжижению» поровой воды, которое наблюдается до температуры 50—60° С.

Исследованиями С. Р. Месцяна и Р. Р. Галстяна [93] показано, что «разжижение» и вследствие этого понижение вязкости могут наблюдаться и при температурах, достигающих 80° С, поскольку при таких температурах имеет место интенсификация деформации ползучести водонасыщенных грунтов.

§ 11. ВИБРОСОПРОТИВЛЕНИЕ ГЛИНИСТЫХ ГРУНТОВ СДВИГУ

Для расчета оснований по предельной прочности, проверки устойчивости склонов и откосов земляных сооружений, работающих в условиях вибрационных воздействий, большой интерес представляет определение сопротивления глинистых грунтов сдвигу под действием вибраций. В настоящее время достаточно хорошо изучено вибросопротивление сдвигу песков, тогда как для глинистых грунтов выполнены лишь единичные работы.

Первые работы по определению влияния вибрации на сопротивление сдвигу песчаных грунтов выполнены Г. И. Покровским и его сотрудниками [112], а также Д. Д. Барканом [6, 7] на приборах одноплоскостного среза под действием вертикальных колебаний модели фундамента. Н. А. Преображенская и И. А. Савченко [117], С. Мураяма и Т. Шибата [183] провели испытания глины на вибросопротивление сдвигу на приборах двухплоскостного среза (первые авторы [117] испытывали образцы грунта при горизонтальных колебаниях на специальной установке (рис. 55), сконструированной Д. С. Левшинским [130]; японские авторы [183] исследовали величину сдвига при вертикальных колебаниях) [130].

Вибрационная установка (см. рис. 55) состоит из прибора для определения сопротивления грунта сдвигу, вибратора, приводимого в движение электродвигателем постоянного тока, и самопишущего прибора для записи колебаний и деформации сдвига среднего кольца гильзы срезователя.

Прибор двухплоскостного среза состоит из гильзы 5, в которой осуществляется срез образца, пружинного домкрата 7 вертикального давления и механизма горизонтальной нагрузки. Гильза, жестко прикрепленная к виброплощадке 8 прибора, состоит из

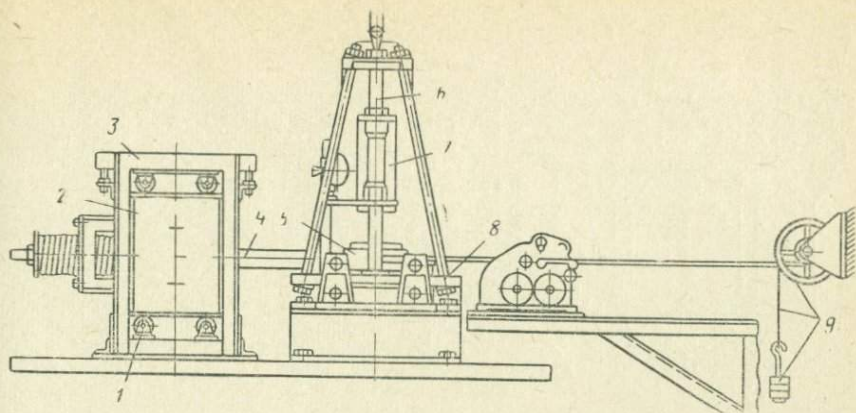


Рис. 55. Установка для испытания грунтов на двухплоскостной срез при горизонтальных колебаниях образца

двух колец и нижнего цилиндра с дном, вложенных в стакан. Стойки 6 пружинного домкрата жестко соединены с виброплощадкой 8. Чтобы обеспечить условия статической передачи горизонтальной (сдвигающей) нагрузки на грунт, площадка 9 с грузами снабжена амортизатором. Горизонтальные колебания в направлении сдвига создаются вибратором 2. Вибратор 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 (рис. 56) с эксцентриситетом центров масс, вращающихся в различные стороны. При горизонтальном расположении центров вращения и вращающихся масс ускорения дебалансов суммируются, создавая вертикально направленную вибрацию (при горизонтальном расположении дебалансов ускорения взаимно уничтожаются). В случае вертикального расположения центров вращения создается горизонтально направленная вибрация. Величина амплитуды колебаний устанавливается по величине момента дебалансов вибратора.

Н. А. Преображенской и И. А. Савченко [117] установлено существенное влияние вибрации на сопротивление глинистых грунтов сдвигу.

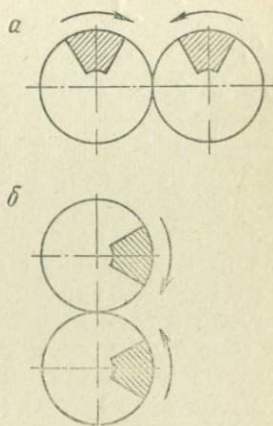


Рис. 56. Схема расположения дебалансов при вертикальных (а) и горизонтальных (б) колебаниях образца

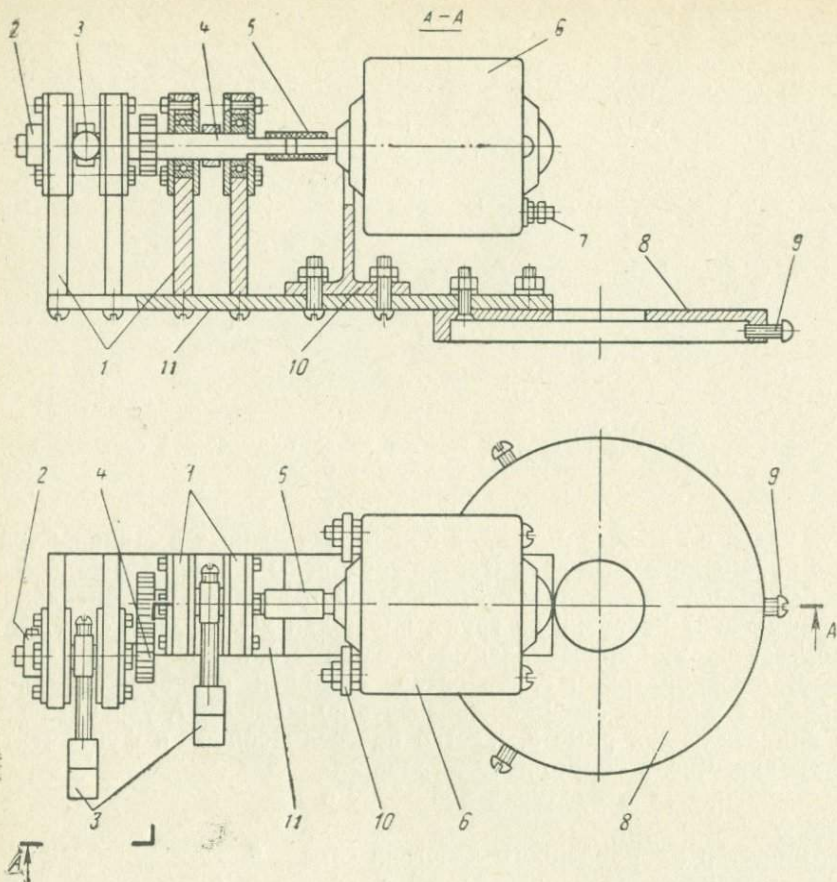


Рис. 57. Разрез и план миниатюрного вибратора, создающего горизонтальные (крутильные) колебания

Учитывая недостатки приборов одно- и двухплоскостного среза, исследования по вибросопротивлению сдвига правильнее всего проводить на приборах кручения кольцевых или сплошных образцов при крутильных колебаниях. Для этого могут быть успешно использованы приборы кручения кольцевых образцов НИС Гидропроекта и М-5.

Свободные крутильные колебания цилиндрических образцов впервые использованы Б. Ф. Рельтовым [123] и Б. П. Ерыховым [58] для определения модуля сдвига глинистых грунтов. Этот способ испытания в дальнейшем был использован Р. Я. Шехтер и др. [158] для определения упругих и диссипативных свойств грунтов, а также П. Тейлором и И. Партоном [194].

Для создания вынужденных крутильных колебаний при определении сопротивления сдвигу глинистых грунтов на приборах

кручения НИС Гидропроекта и М-5 Р. Г. Бадаляном и автором разработана конструкция миниатюрного вибратора (рис. 57) с массой 2 кг.

Миниатюрный вибратор состоит из двух дебалансов 3, насаженных на осях 4 и 2 двух шестерен, вращающихся в разных направлениях 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 в плите 11. В этой плите закреплена также крышка-переходник 8, которая при помощи трех винтов 9 закрепляется на верхнем подвижном штампе приборов НИС Гидропроекта и М-5 (см. рис. 32 и 36). Электродвигатель переменного тока питается от электрической сети через клеммы 7.

При вертикальном расположении вращающихся масс вибратора ускорения взаимно уничтожаются, а при горизонтальном их расположении суммируются. Амплитуды крутильных колебаний измеряют на наружной грани испытываемого образца прогибомером Максимова.

Определение вибросопротивления грунтов сдвигу, обычно происходит при частотах $\omega = 10 \div 100$ Гц и амплитудах $a = 0,005 \div \div 0,2$ мм, т. е. 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:

$$J_{\max} = J_a = a \cdot \omega_0^2 = 0,00002 \cdot 35494,6 \cong 0,71 \text{ м/с}^2, \quad (\text{III.14})$$

а относительное ускорение колебаний

$$J_0 = J_a/g = 0,71/9,8 \cong 0,072, \quad (\text{III.15})$$

где ω_0 — круговая частота колебаний, Гц ($\omega_0 = 2 \cdot \pi \cdot n$; n — число оборотов двигателя, Гц); g — ускорение свободного падения, м/с².

В качестве примера рассмотрим результаты* определения вибросопротивления сдвигу суглинка нарушенного сложения, полученные испытанием образцов-близнецов на приборе М-5. Основные данные о показателях физических свойств грунта до уплотнения приведены в табл. 18.

Стандартное статическое и вибрационное сопротивление грунта сдвигу после полного водонасыщения (табл. 19) определены по методу А. А. Ничипоровича [105]. Все образцы предварительно уплотнены под действием максимального нормального напряжения $\sigma_{z,n} = 0,3$ МПа, а затем частично разгружены и испытаны на сдвиг при $\sigma_z = 0,1; 0,2$ и $0,3$ МПа после полной стабилизации деформации уплотнения. Длительность предварительного уплотнения в среднем составляет 40 дней, повторность опытов двукратная.

* Опыты выполнены Р. Г. Бадаляном при участии и под руководством автора.

Показатели физических свойств грунтов, испытанных на сдвиг при вибрационных воздействиях

Номер грунта	Сложение	γ_s , г/см ³	γ , г/см ³	w, %	e	I_p , %	S_r
39 — 73	Естественное	2,65	1,78	25,2	0,853	13,4	0,78
39 — 73а	Нарушенное	2,65	1,88	32,0	0,861	13,4	0,99

Опыты по вибросопротивлению сдвигу проведены при различных значениях амплитуды колебаний $2a$, но при одной постоянной частоте колебаний ($\omega \approx 30$ Гц).

Таблица 19

Результаты испытания образцов на вибросопротивление сдвигу

$2a$, мм	$\tau_{сд}$, МПа при разных 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	—

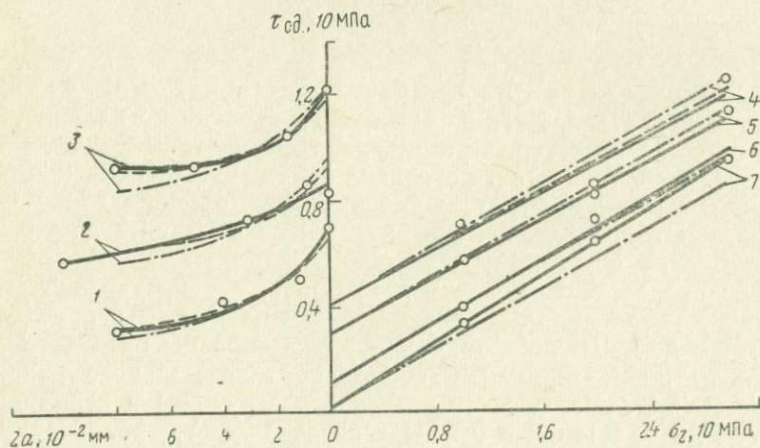


Рис. 58. График изменяемости сопротивления грунта сдвигу в зависимости от амплитуды колебаний при различных значениях уплотняющего давления σ_z (а) и диаграмма сдвига при различных постоянных амплитудах колебаний (б): 1 — $\sigma_z = 0,1$ МПа; 2 — $\sigma_z = 0,2$ МПа; 3 — $\sigma_z = 0,3$ МПа; 4 — $2a = 0$; 5 — $2a = 0,01$ мм; 6 — $2a = 0,04$ мм; 7 — $2a = 0,08$ мм

Ввиду того, что при различных σ_z в эксперименте не получены одинаковые значения амплитуды колебаний $2a$, вначале (на основании данных табл. 19) построены кривые зависимости $\tau_{сд} = f(2a)$ для трех значений σ_z , равных 0,1; 0,2 и 0,3 МПа (в левой части рис. 58 они показаны сплошными линиями). Затем, трансформацией кривых $\tau_{сд} = f(2a)$ в координатах $\tau_{сд} - \sigma_z$ построены диаграммы сдвига для четырех значений амплитуды колебаний ($a = 0$, $\omega = 0$; $2a = 0,01$; 0,04 и 0,08 мм при $\omega \approx 30$ Гц), которые в правой части того же рисунка изображены сплошными линиями.

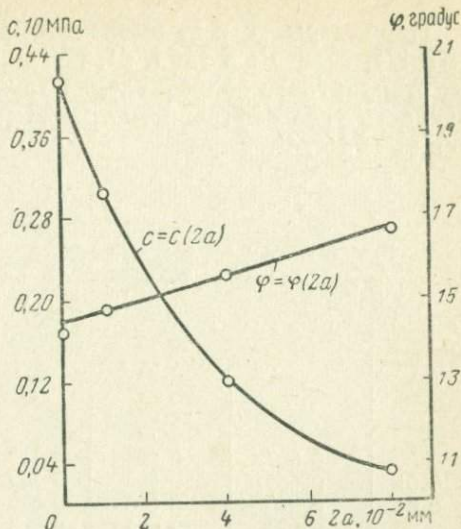


Рис. 59. Кривые изменемости параметров φ и c в зависимости от амплитуды колебаний

Параметры φ и c диаграммы сдвига определены методом наименьших квадратов по формулам (III. 10) и (III. 11). Их значения приведены в табл. 20 и на графиках $c = c(2a)$ и $\varphi = \varphi(2a)$ (рис. 59).

Таблица 20

Результаты определения параметров вибросопротивления грунта сдвигу

Параметры		Амплитуда колебаний $2a$, мм				Среднее
		0	0,01	0,04	0,08	
c , МПа	Эксперимент	0,041	0,030	0,012	0,003	—
	По (III. 16)	0,041	0,030	0,012	0,003	—
φ	Эксперимент	14°18'	14°48'	15°36'	16°42'	15°21'
	По (III. 17)	14°30'	14°47'	15°36'	16°42'	15°24'

Кривые $c = c(2a)$ и $\varphi = \varphi(2a)$ аппроксимированы следующими выражениями:

$$c(2a) = \frac{A}{B + (2a)^n} - c_k = \frac{0,00109}{0,0211 + (2a)^{1,22}} - 0,01063; \quad (\text{III.16})$$

$$\varphi(2a) = \varphi_0 + k(2a) = 14,5^\circ + 27,5(2a). \quad (\text{III.17})$$

Параметры c и φ , вычисленные по выражениям (III. 16) и (III. 17), сведены в табл. 21. По этим данным определены величины стандартного сопротивления грунта сдвигу как при учете переменности угла внутреннего трения φ , так и при среднем его значении $\varphi_{cp} = 15^{\circ}24'$.

Таблица 21

Результаты определения вибросопротивления грунта сдвигу с учетом (III. 16) и (III. 17)

2a, мм	$\tau_{сд}(2a) = c(2a) + \sigma_z \cdot \operatorname{tg} \varphi(2a)$			$\tau_{сд}(2a) = c(2a) + \sigma_z \cdot \operatorname{tg} \varphi_{cp}$		
	при разных σ_z , МПа			при разных 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

Отметим, что выражение (III. 16) справедливо при $0 \leq 2a \leq 0,105$ мм, так как при $2a = 0,105$ мм $c(2a) = 0$, а при $a = 0$ $c(0) = 0,041 = c$. Отметим также, что для выражения изменчивости сопротивления грунта сдвигу в зависимости и от амплитуды колебаний можно воспользоваться следующим соотношением [70]:

$$\tau(a) = \tau_0 \cdot e^{-ka}, \quad (\text{III.18})$$

где τ_0 — сопротивление сдвигу при статическом приложении нагрузки; e — основание натуральных логарифмов; k — коэффициент, определяемый из опыта.

В левой части рис. 58 пунктирными линиями показаны кривые зависимости сопротивления сдвигу испытанного грунта от амплитуды $2a$, построенные по данным табл. 19, 20 при учете изменения как сцепления c , так и угла внутреннего трения φ по выражениям (III. 16) и (III. 17). Там же штрих-пунктирными линиями показаны эти кривые, построенные при пренебрежении зависимости φ от $2a$. В правой части рис. 58 приведены диаграммы сдвига для указанных двух случаев (обозначения прежние).

По полученным данным определены коэффициенты влияния вибрации на сопротивление грунта сдвигу δ , используемые Д. Д. Барканом [7] для оценки изменения $\tau_{сд}$ вследствие вибрационных воздействий:

$$\delta = \frac{\tau_{сд} - \tau_{сд}(2a)}{\tau_{сд}}, \quad (\text{III.19})$$

где $\tau_{сд}(2a)$ и $\tau_{сд}$ — стандартные сопротивления грунта сдвигу, определенные при вибрационных воздействиях и без них.

Зависимость δ от амплитуды колебаний на рис. 60 показана сплошными линиями. На этом же рисунке штриховыми и штрихпунктирными линиями показаны кривые $\delta = \delta(2a)$, построенные по данным табл. 21 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. Причем установлено, что чем меньше уплотняющая нагрузка, тем существеннее влияние вибрации. Уменьшение сопротивления грунта сдвигу происходит в основном вследствие снижения величины сцепления, т. е. потери структурной прочности. Доказательством этого может служить факт катастрофического снижения (более чем в 13 раз) величины сцепления в результате лавинного разрушения структурных связей, которые при $2a = 0,08$ мм достигают ничтожно малой величины (см. табл. 19). Вместе с тем угол внутреннего трения φ из-за вибрационных воздействий изменяется незначительно (в сторону увеличения). Увеличение можно объяснить некоторым уплотнением грунта в процессе сдвига.

Для уточнения природы понижения прочности глинистых грунтов при вибрации определенный интерес представляет исследование влияния последсдвигового отдыха на сопротивление сдвигу. С этой целью все образцы 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, имеющими водноколлоидную природу) в течение кратковременного отдыха полностью восстановилась первоначальная прочность (сопротивление сдвигу) грунта. Это очень наглядно видно на верхней части рис. 61, где показаны конечные участки кривых $\gamma - M_{кр}$, определенные при стандартном срезе образцов: а) при статическом приложении крутящих моментов к образцам и б) после вибрационного среза и часового отдыха образцов.

Это является еще одним доказательством правильности изложенных выше соображений о природе снижения прочности (сопротивления сдвигу) глинистых грунтов при вибрации.

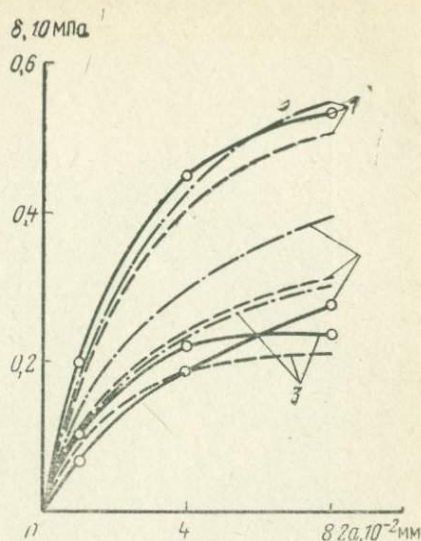


Рис. 60. Изменяемость коэффициента вибрации δ в зависимости от амплитуды колебаний:

1 — $\sigma_z = 0,1$ МПа; 2 — $\sigma_z = 0,2$ МПа;
3 — $\sigma_z = 0,3$ МПа

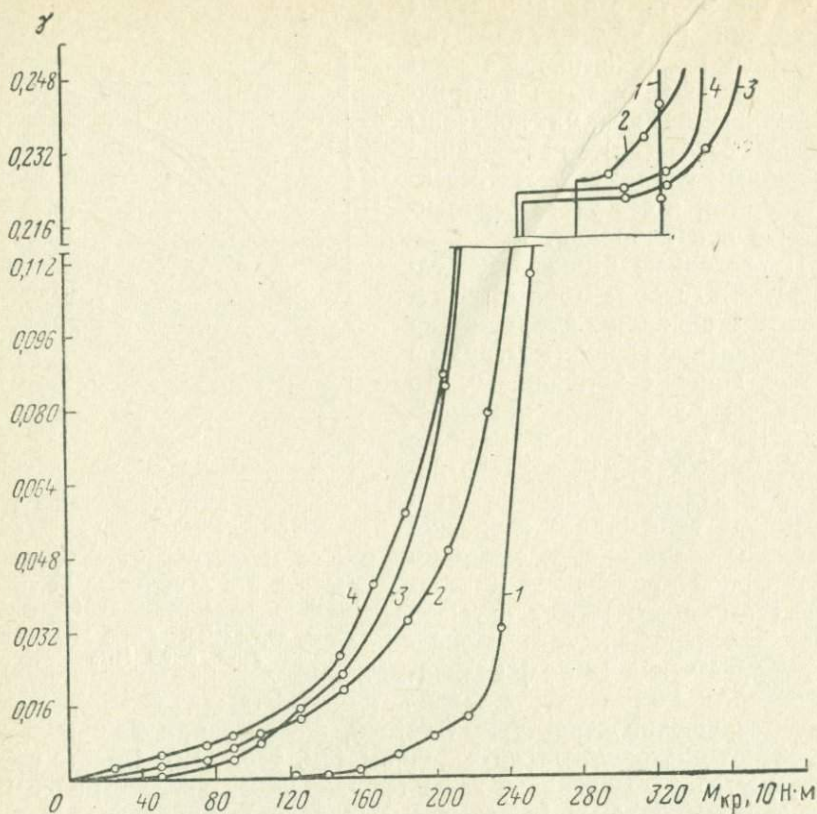


Рис. 61. Кривые $\gamma - M_{кр}$, полученные при стандартном срезе образцов (1) грунта 39-73 и при повторном их срезе после кратковременного отдыха (2). $\sigma_z = 0,3 \text{ МПа}$

Испытания того же грунта естественного сложения (см. табл. 20) показали, что при вибрации ($2a = 0,025 \text{ мм}$, $\omega \cong 30 \text{ Гц}$) снижение сопротивления сдвигу обусловлено изменением как сцепления c , так и внутреннего трения φ (табл. 22 и рис. 62, б).

Таблица 22

Параметры вибросопротивления
сдвигу грунта естественного
сложения

Параметры	$a = 0$ $\omega = 0$	$2a = 0,025 \text{ мм}$ $\omega = 30 \text{ Гц}$
$\text{tg}\varphi$	0,281	0,221
φ	$15^{\circ}42'$	$12^{\circ}30'$
c , МПа	0,0274	0,0113

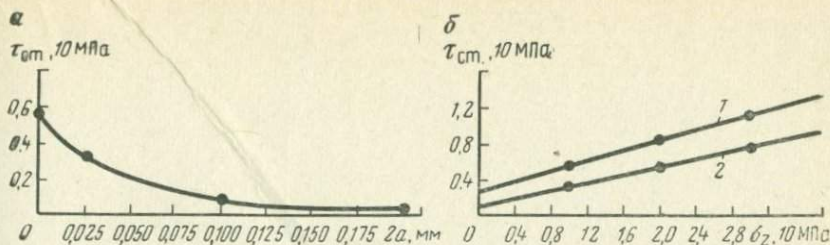


Рис. 62. Кривая зависимости сопротивления грунта 39-73 сдвигу от амплитуды колебаний при $\sigma_z=0,1$ МПа (а) и диаграмма сдвига:

1 — $2a = 0$; 2 — $2a = 0,025$ мм

На рис. 62, а приведен график сопротивления грунта сдвигу, построенного по данным испытания образцов-близнецов при одном значении уплотняющего давления $\sigma_z = 0,1$ МПа и трех различных значениях амплитуды колебаний ($2a = 0,025$; $0,1$ и $0,2$ мм; $\omega \cong \cong 30$ Гц). Проведено также испытание грунта при статическом приложении касательных напряжений. Из рис. 62, а видно, что уменьшение сопротивления грунта сдвигу в основном реализуется в пределах $2a = 0,1$ мм. Дальнейшее увеличение амплитуды колебаний сравнительно мало влияет на $\tau_{сд}$.

В заключение отметим, что грунт 39-79 естественного сложения обладает небольшой набухаемостью ($\sigma_{наб} = 0,012$ МПа), именно поэтому его сопротивление сдвигу несколько ниже $\tau_{сд}$ того же грунта нарушенного сложения. Доказательством этому может служить тот факт, что после опыта на сдвиг при $\sigma_z = 0,2$ МПа и почти одинаковых значениях объемной массы ($\gamma = 1,9$ г/см³) влажность грунта естественного сложения ($\omega_{кон} = 32,2\%$) оказалась выше влажности грунта нарушенного сложения ($\omega_{кон} = 28,15\%$). Причем если влажность грунта нарушенного сложения в процессе испытания снизилась от 32 до 28,15%, влажность грунта естественного сложения повысилась от 25,2 до 32,2%.

§ 12. СОПРОТИВЛЕНИЕ НАБУХАЮЩЕГО ГРУНТА СДВИГУ

Давление набухания, которое проявляется при дополнительном увлажнении набухающего грунта в условиях отсутствия деформации объема (см. гл. I, § 5), имеет как горизонтальную, так и вертикальную направленность [138]. При срезе образцов по заранее фиксированной плоскости, кручении кольцевых и сплошных образцов без возможности бокового расширения вертикальная составляющая давления набухания (направленная в сторону, противоположную действию уплотняющей нагрузки σ_z) вызывает снижение сопротивления грунта сдвигу вследствие уменьшения трения.

Для иллюстрации сказанного рассмотрим результаты определения сопротивления набухающей бентонитовой глины ($\gamma = 1,77$ г/см³, $\omega_0 = 46,5\%$, $\omega_L = 112,36\%$, $\omega_p = 43,92\%$, $I_p = 68,44\%$) нарушен-

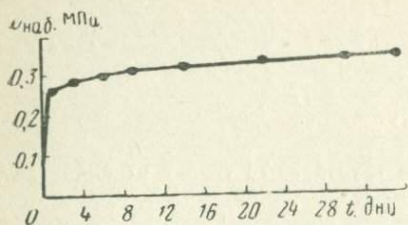


Рис. 63. Кривая изменяемости давления набухания бентонитовой глины нарушенного сложения во времени

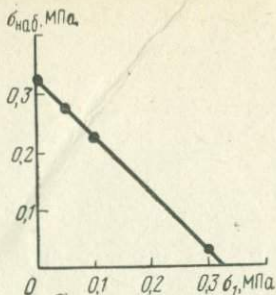


Рис. 64. Кривая зависимости внешней уплотняющей нагрузки σ_1 от давления набухания $\sigma_{наб}$ бентонитовой глины нарушенного сложения при $t = 19$ дней

ного сложения сдвигу при начальной влажности ω_0 и замачивании до полного водонасыщения после приложения внешних уплотняющих напряжений σ_z .

1. Для определения диапазона изменения уплотняющих напряжений, применяемых при испытании образцов на сдвиг (кручение), на компрессионных приборах модели М-4 [96] предварительно исследована зависимость давления набухания $\sigma_{наб}$ от величины внешних уплотняющих напряжений σ_1 , равных 0,05; 0,3 и 0,4 МПа. Давление набухания образцов определено после полной стабилизации деформации уплотнения по методу компенсации деформации набухания [96] в условиях непрерывного замачивания в течение 19 дней. Определено также давление набухания образцов (рис. 63), не подвергнутых предварительному уплотнению ($\sigma_1 = 0$). Испытаны образцы диаметром 70 мм, высотой 20 мм при двукратном повторении опыта. Давления набухания измерены образцовыми динамометрами ДОСМ 3-1.

Опытами установлено (табл. 23), что при $\sigma_1 \leq \sigma_{наб} = 0,32$ МПа сумма уплотняющей нагрузки и давления набухания в данном состоянии грунта есть величина постоянная, равная давлению набухания $\sigma_{наб, о}$, при $\sigma_1 = 0$. Следовательно, давление набухания в данном состоянии плотности — влажности, обусловленного величиной внешнего уплотняющего напряжения σ_1 , равно разности $\sigma_{наб}(\sigma_1) = \sigma_{наб, о} - \sigma_1$.

Из изложенного следует, что зависимость давления набухания $\sigma_{наб}$ от внешнего уплотняющего напряжения σ_1 подчиняется линейному закону (рис. 64); $\sigma_{наб}$ достигает максимума при $\sigma_1 = 0$ и обращается в нуль при $\sigma_1 \geq \sigma_{наб, о}$. Следовательно, для определения давления набухания грунта при заданном значении уплотняющего давления достаточно знать наибольшее давление набухания $\sigma_{наб, о}$.

Результаты определения давления набухания

Уплотняющее напряжение σ_1 , МПа	0,0	0,05	0,01	0,3	0,4
Давление набухания $\sigma_{наб}$, МПа	0,32	0,275	0,22	0,02	0,0
$\sigma_1 + \sigma_{наб}$, МПа	0,32	0,325	0,32	0,32	0,4

Указанная закономерность существенно упрощает как методику определения диаграммы сдвига, так и выражение сопротивления сдвигу набухающего грунта.

2. Испытания образцов глины нарушенного сложения на сдвиг, при начальной влажности w_0 , осуществлены под действием нагрузки σ_z , равной 0,2; 0,3 и 0,4 МПа, а при замачивании соблюдено условие $\sigma_{наб} \leq \sigma \leq \sigma_{наб}$. В частности, в последнем случае образцы-близнецы до замачивания (водонасыщения) уплотнены под действием следующих уплотняющих давлений: 0,15; 0,2; 0,3; 0,5 и 0,6 МПа. Замачивание образцов начато через 1 ч после приложения σ_z . Образцы испытаны на сдвиг приборами кручения сплошных образцов М-5 (см. § 4) по стандартной методике (см. § 6). Повторность опытов двукратная, длительность замачивания до испытания на сдвиг (кручение) 10 дней.

Результаты испытания образцов бентонитовой глины на сдвиг при начальной влажности w_0 и после замачивания w_3 под действием различных σ_z приведены в табл. 24 и на рис. 65.

Таблица 2

Результаты испытания бентонитовой глины на сдвиг

σ_z , МПа	0,15	0,20	0,30	0,40	0,50	0,60
$\tau_{ст}$, МПа	—	0,073	0,094	0,111	—	—
$w = w_0$	—	0,073	0,087	—	—	—
$w = w_3$	0,045	0,053	0,087	—	0,123	0,142

Диаграмма сдвига образцов с начальной влажностью w_0 аппроксимирована выражением Кулона-Навье (II. 96)

$$\tau_{ст, w_0} = \sigma_z \cdot \operatorname{tg} \varphi + c = \sigma_z \cdot 0,19 + 0,0356, \text{ МПа.} \quad (\text{III. 20})$$

Параметры φ и c (табл. 25) выражения (III. 20) определены по методу наименьших квадратов. Аппроксимирующая кривая диаграммы сдвига на рис. 65 показана сплошной линией.

Диаграмма сдвига образцов, замоченных после приложения σ_z , представлена ломаной линией (см. рис. 65), точка перелома

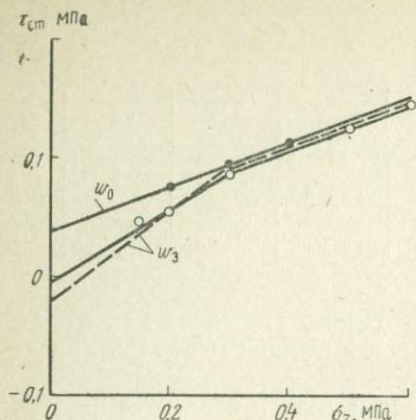


Рис. 65. Диаграмма сдвига бентонитовой глины нарушенного сложения при начальной влажности w_0 и водонасыщении (замачивании) w_3 после приложения внешних уплотняющих нагрузок

аналогии, с соотношением сопротивления водонасыщенного грунта сдвигу при проявлении избыточного давления в поровой воде (III. 4), можно записать в следующем виде:

$$\tau_{ст, w_3} = [\sigma_z - \sigma_{наб}(\sigma_z)] \cdot \operatorname{tg} \varphi + c = \bar{\sigma}_z(\sigma_z) \cdot \operatorname{tg} \varphi + c, \quad (\text{III.21})$$

где $\sigma_{наб}(\sigma_z)$ — зависящее от внешней уплотняющей нагрузки σ_z давление набухания; $\bar{\sigma}_z(\sigma_z)$ — зависящее от σ_z эффективное давление; φ и c — параметры, определяемые из опыта при начальной влажности грунта w_0 или при испытании замоченных образцов при $\sigma_z \geq \sigma_{наб, 0}$.

Таблица 25

Параметры сопротивления набухающего грунта сдвигу

Параметры	Влажность грунта, %		
	$w = w_0$	$w = w_3$, при:	
		$\sigma_z \leq \sigma_{наб, 0}$	$\sigma_z > \sigma_{наб, 0}$
$\operatorname{tg} \varphi$	0,19	0,228	0,18
φ	$10^{\circ}50'$	$16^{\circ}10'$	$10^{\circ}20'$
c , МПа	0,0356	-0,00086	

Эффективное давление набухающего грунта, в отличие от случая проявления избыточного давления в поровой воде, может быть (в зависимости от величины σ_z) как положительной, так и отрицательной величиной. Поэтому сопротивление набухающего грунта трению $\bar{\sigma}(\sigma_z) \cdot \text{tg} \varphi$ принимает как положительное, так и отрицательные значения. Вследствие этого, когда отрицательное сопротивление грунта трению равно величине сцепления, сопротивление грунта сдвигу равно нулю $\tau_{ст} = 0$ (см. рис. 65).

С учетом линейной зависимости между внешней уплотняющей нагрузкой σ_z и давлением набухания $\sigma_{наб}$ (см. рис. 64) выражение (III. 21) примет вид

$$\tau_{ст, \omega_3} = [\sigma_z - (\sigma_{наб, 0} - \sigma_z)] \cdot \text{tg} \varphi + c = (2 \cdot \sigma_z - \sigma_{наб, 0}) \cdot \text{tg} \varphi + c. \quad (\text{III. 22})$$

Если учесть величину давления набухания бентонитовой глины $\sigma_{наб, 0} = 0,3$ МПа (см. рис. 63) при $t = 10$ дней, а также данные табл. 25, из (III. 22) получим следующее выражение сопротивления грунта сдвигу:

$$\tau_{ст, \omega_3} = (2 \cdot \sigma_z - 0,3) \cdot 0,19 + 0,0356, \text{ МПа}. \quad (\text{III. 23})$$

Диаграмма сдвига, построенная по выражению (III. 23), на рис. 65 показана пунктирной линией. Аппроксимацию экспериментальных данных по соотношению (III. 23) можно считать вполне удовлетворительной.

В заключение следует отметить, что диаграмма сдвига замоченных образцов (см. рис. 65), а также выражение (III. 23) соответствуют длительности замачивания $t = 10$ дней. Опыты показывают, что давление набухания грунтов продолжает расти в течение длительного времени (см. рис. 63). Это значит, что сопротивление набухающего грунта сдвигу является переменной величиной, зависящей от длительности замачивания (развития давления набухания) после приложения уплотняющих нагрузок.

Глава IV

ОПРЕДЕЛЕНИЕ НАЧАЛЬНОЙ ПРОЧНОСТИ ГЛИНИСТЫХ ГРУНТОВ МЕТОДАМИ ТРЕХ- И ОДНООСНЫХ ИСПЫТАНИЙ

§ 1. ВВЕДЕНИЕ

Помимо простейшей деформации сдвига грунты подвергаются также сложному деформированию. Поэтому оценка прочности и определение закономерностей деформации в условиях сложного напряженно-деформированного состояния представляют большой научный и практический интерес.

Для получения условий прочности грунтов, находящихся в сложном напряженно-деформированном состоянии, по теориям Мора, А. И. Боткина, а также для определения параметров сопротивления сдвигу по теории Кулона — Навье (II. 96) проводят испытание нескольких образцов-близнецов цилиндрической формы в условиях трехосного сжатия (см. гл. II) под действием трех неравных главных нормальных напряжений $\sigma_1 \neq \sigma_2 \neq \sigma_3$ (см. рис. 2, 3).

Основным достоинством таких опытов является то, что в этих случаях определяется не только прочность грунта, но и избыточное давление в поровой воде (см. гл. II, § 3, гл. III, § 8), возникающее в процессе испытания образцов и оказывающее большое влияние на их механические свойства. Кроме того, при этом можно осуществить контроль за условием дренирования, который практически невозможно осуществить при простом сдвиге. Такой контроль (см. гл. III, § 8, гл. IV, § 5) позволяет по результатам недренированных испытаний определить прочностные свойства грунтов, соответствующие состоянию полной стабилизации процесса деформирования.

Определение этих свойств грунтов [10, 36] по методу консолидированно-дренированного испытания образцов (см. гл. III, § 7, гл. IV, § 5) требует очень много времени, а для оценки завершения процесса стабилизации нет объективных данных, кроме непосредственного измерения давления в поровой воде.

Приборы, в которых образцы грунта испытывают на трехосное сжатие, называются приборами трехосного сжатия или стабилометрами [13, 15, 30].

Они подразделяются на два типа [135].

В стабилометре типа А (рис. 66, а) образец грунта 7, обтянутый тонкой резиновой оболочкой 5 и установленный между нижним и верхним перфорированными дисками 4 гидравлической камеры (заполненной водой или другой жидкостью) 6, вначале

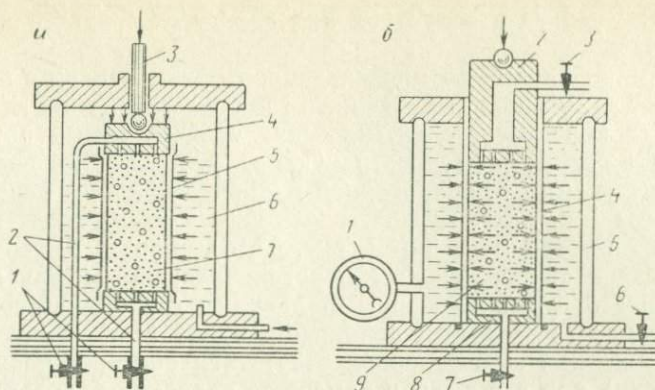


Рис. 66. Схемы стабилометров типа А (а) и типа В (б)

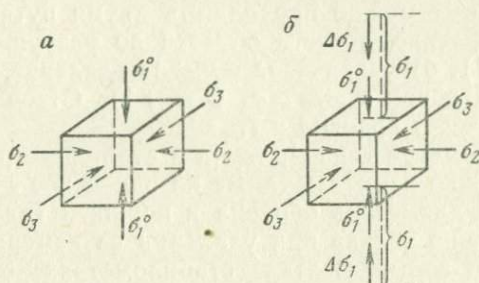


Рис. 67. Схемы нагружения образца в приборах трехосного сжатия при всестороннем (гидростатическом) сжатии (а) и раздавливании (б) приращением одного из главных нормальных напряжений

подвергают всестороннему (гидростатическому) сжатию тремя главными нормальными напряжениями $\sigma_1^0 = \sigma_2^0 = \sigma_3^0$ (рис. 67, а). Затем к образцу грунта через шток 3 прикладывают дополнительное нормальное напряжение $\Delta\sigma_1$ (см. рис. 67, б). Увеличивая $\Delta\sigma_1$, образец доводят до разрушения. В этом случае напряженное состояние образца определяется неравенством $\sigma_1 > \sigma_2 = \sigma_3$ и числом Лоде $\nu = -1$ (см. гл. II, § 7).

Отжатая из грунта поровая вода отводится через штуцеры 2 дренажной системы, снабженные кранами 1 (см. рис. 66, а).

При $\sigma_2 = \sigma_3 = 0$ образец грунта подвергается одноосному сжатию*.

Если после всестороннего (гидростатического) сжатия образец грунта подвергнуть кручению, то можно определить зависимость

* Одноосному сжатию могут быть подвергнуты глинистые грунты тугопластичной, полутвердой и твердой консистенции, а также полускальные и скальные горные породы.

деформации сдвига и сопротивления сдвигу от среднего нормального напряжения $\sigma_{\text{ср}}$.

В настоящее время во многих лабораториях наряду с приборами плоскостного среза и кручения стабилόμεтры типа *A* используются для определения механических свойств самых различных грунтов. Они широко распространены за рубежом, где почти полностью вытеснили из лабораторной практики приборы одноплоскостного среза (см. гл. III).

В стабилόμεтре типа *B* (см. рис. 66, б) образец 9, обтянутый тонкой резиновой оболочкой 4 и установленный между верхним 2 и нижним 8 перфорированными дисками гидравлической камеры 5, вначале (в закрытом положении крана б) подвергаются сжатию напряжением σ_1 в условиях отсутствия бокового расширения (компрессии) при $\epsilon_2 = \epsilon_3 = 0$ и замеряют величину бокового давления $\sigma_2 = \sigma_3$ манометром 1. В этом случае напряженное состояние образца определяется неравенством $\sigma_1 > \sigma_2 = \sigma_3$ и числом Лоде $\nu = -1$. Далее опыт можно продолжить двумя путями: а) уменьшая боковое давление, довести образец до разрушения при $\sigma_1 > \sigma_2 = \sigma_3$ ($\nu = -1$); б) увеличивая боковое давление, довести образец до разрушения при $\sigma_1 = \sigma_2 > \sigma_3$ ($\nu = +1$). Отвод поровой воды осуществляется через краны 3 и 7.

Как в стабилόμεтре типа *A*, так и в стабилόμεтрах типа *B* образец грунта можно испытать также на одноосное сжатие. Однако ввиду равенства диаметров образца и поршней (дисков) прибора 2 и 8 это возможно только при удалении из камеры части, окружающей образец воды. В этих стабилόμεтрах образец грунта можно испытать также в условиях одномерного сжатия (компрессии), определить коэффициенты бокового давления ξ и боковой деформации μ (см. гл. II, § 1 и 2). Для получения достоверных результатов следует исключить малейшую возможность утечки воды (жидкости) из камеры стабилόμεтра, а также полностью удалить воздух из заполненной в камере жидкости (воды). Эти требования сильно осложняют как конструкцию стабилόμεтра, так и проведение эксперимента.

Стабилόμεтры типа *B* еще не получили широкого распространения в лабораторной практике.

Для определения характеристик прочности грунта в стабилόμεтрах испытывают несколько (три-четыре) образцов-близнецов, подвергнутых предварительному всестороннему сжатию различным гидростатическим давлением ($\sigma_1^0 = \sigma_2^0 = \sigma_3^0$). Характеристики прочности грунта определяют по предельным прямым, огибающим кривы предельных напряжений Мора, расчетным или графическим методами, по графику зависимости $\tau_{\text{окт}} = f(\sigma_{\text{окт}})$ (см. гл. II, § 7).

Всестороннее (гидростатическое) давление на образец в описываемых стабилόμεтрах создают жидкостью (водой, глицерином) и воздухом (газом). Наибольшее применение имеет вода. Однако она обладает тем недостатком, что подвергается коррозии части прибора и ввиду малой вязкости легко просачивается через саль-

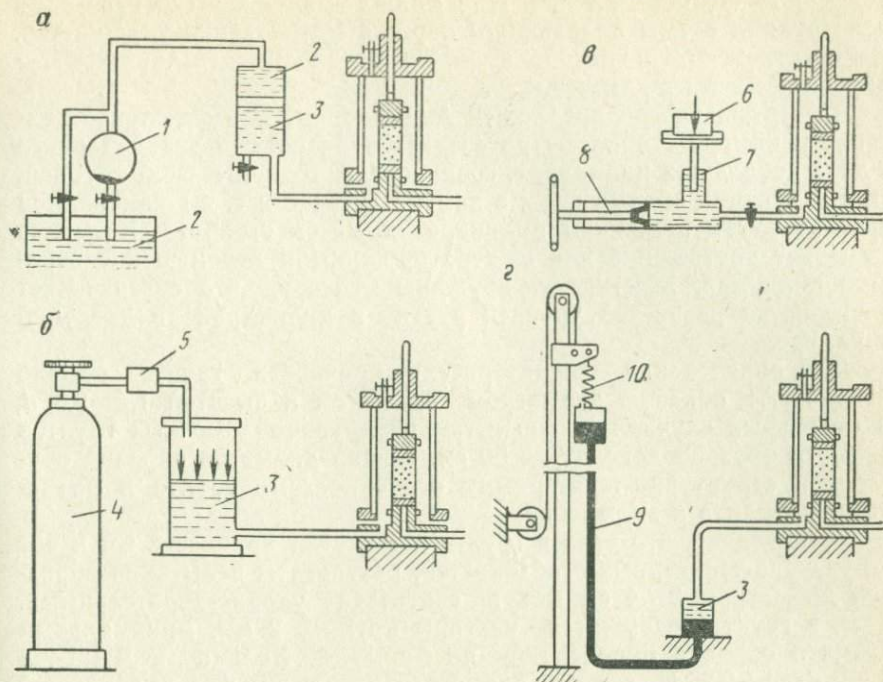


Рис. 68. Схемы систем для создания всестороннего (гидростатического) давления в камере стабилометра при помощи давления [135]:

а — масла; *б* — воздуха; *в* — плавающего поршня с компенсацией; *г* — массы ртутного столба. 1 — масляный насос; 2 — масло; 3 — вода; 4 — баллон со сжатым воздухом; 5 — редуктор; 6 — груз; 7 — поршень; 8 — винт компенсатора объема; 9 — ртуть; 10 — пружина

ник штока. Глицерин используют в тех случаях, когда давление в камере должно быть более 1,0 МПа.

Давление в камере прибора можно создать (рис. 68) [10, 135]:

- 1) масляным гидравлическим насосом, с последующей передачей этого давления на воду;
- 2) воздушным насосом или баллоном со сжатым воздухом, снабженным редуктором и компенсатором;
- 3) плавающим поршнем;
- 4) массой столба ртути.

Первый из указанных способов в лабораторной практике не имеет большого применения ввиду наличия целого ряда серьезных недостатков.

Второй способ имеет широкое применение в лабораторной практике. Вместе с тем его не рекомендуют применять при длительных опытах с измерением порового давления вследствие насыщения воды воздухом и проникания некоторого его количества в образец через резиновую оболочку.

Третий способ является наиболее надежным и простым, который обеспечивает поддержание постоянного давления в камере

и точность его определения. При малых давлениях (до 0,6 МПа) конструкция схемы плавающего поршня существенно упрощается. Недостатком этого способа является необходимость частой регулировки объема жидкости.

Четвертый способ предложен А. Бишопом. В этом случае давление в камере стабилметра создается разностью уровней ртути в двух небольших цилиндрах, соединенных тонкой гибкой трубкой. При изменении объема воды в камере (утечке и т. п.) изменяются уровни ртути в нижнем цилиндре и масса столба. Последнее вызывает растяжение или сжатие пружины и перемещение верхнего цилиндра. Жесткость пружины такова, что обеспечивает постоянство разностей уровней ртути в цилиндрах и давлений в камере.

Для определения характеристик прочности грунтов обычно используют образцы диаметром 3,5—6 см и высотой 1,5—2,0 d . В отдельных случаях при испытании крупнообломочных грунтов диаметр образца доводят до 50 см. Выбор диаметра образца обусловлен структурно-текстурными особенностями грунта и размерами монолита и включений.

Установлено, что если в грунте нет частиц крупнее 2 мм и нет структурно-текстурных особенностей, результаты испытания образцов диаметром 3—4 см могут считаться удовлетворительными. Если в грунте содержатся частицы крупнее 2 мм, минимальный диаметр образца определяют по формуле Хольца и Джиббса [135]: $d = 4 + 0,25d_p$, где d — диаметр образца, см; d_p — наибольший диаметр частиц, мм.

Основным общим недостатком указанных приборов является то, что по ним невозможно установить влияния промежуточного главного нормального напряжения σ_2 [79] на механические (прочностные и деформационные) свойства грунта. В настоящее время созданы приборы, позволяющие испытать образцы при различных значениях всех трех главных нормальных напряжений $\sigma_1 \neq \sigma_2 \neq \sigma_3$. Однако эти приборы пока используются только в научных лабораториях.

Описание одного из приборов такого типа с независимым управлением всеми тремя главными нормальными напряжениями (или реформациями) приведено ниже.

Кроме того, существуют еще два вида испытаний образцов грунта при $\sigma_1 \neq \sigma_2 \neq \sigma_3$.

В одном случае задаются наибольшие и наименьшие главные нормальные напряжения по боковым поверхностям прямоугольной призмы, а промежуточное σ_2 определяется как давление на неподвижные торцевые стенки [163]. В другом случае испытывают полный цилиндрический образец под действием двух независимых давлений, действующих на его наружной и внутренней боковых поверхностях. Здесь σ_2 , как и в первом случае, определяют как давление на неподвижные торцевые диски. Такой прибор создан Ф. М. Шихиевым и В. В. Ковтуном [159] в Одесском институте морского флота.

Следует однако заметить, что о влиянии σ_2 на прочностные свойства глинистых грунтов существуют противоречивые мнения. Например, А. Бишоп [10] считает, что при угле внутреннего трения грунта φ , равного 20° , учет влияния σ_2 в условиях плоского деформированного состояния приводит к увеличению φ на $1,5^\circ$. С. С. Бабицкая [4] экспериментально доказала, что σ_2 практически не влияет на прочность глинистых грунтов. Оно оказывается в пределах разброса опытных данных. Вместе с тем, по опытам Б. Б. Бромса и О. А. Касбаряна [169], влияние промежуточного главного нормального напряжения и поворота осей главных напряжений на сопротивление сдвигу коалинитовой глины весьма значительны.

К числу основных недостатков трехосных (и одноосных) испытаний следует отнести также влияние на механические свойства грунтов трения, возникающего между торцевыми поверхностями образца и жесткими штампами, через которые передаются осевые нагрузки. Оно становится причиной неоднородности напряженного состояния образца-искажений его формы, истинных значений прочности, изменения объема и порового давления.

Экспериментами установлено, что при отношении длины образца к диаметру от 1,5 до 2,5 не наблюдается существенной ошибки в определениях прочностных показателей грунта. В этом случае напряжение $\Delta\sigma_1$ вычисляется для площади среднего поперечного сечения. Однако для исследований, связанных с большими деформациями, А. Бишоп и Д. Хенкель [10] рекомендуют определять прочностные свойства грунта при сдвиге в условиях кручения (см. гл. III, § 4). Роль концевых ограничений особенно велика при определении деформационных характеристик грунта в условиях дренирования. В этом случае наблюдается неравномерное изменение объема, а при недренированных испытаниях — неравномерное распределение порового давления по объему образца.

Вопросы измерения линейных и объемных деформаций образцов в приборах трехосного сжатия до конца не решены. Существующие методы измерений указанных деформаций еще содержат много условностей, сильно ограничивающих их использование в связи с их малой достоверностью. Поэтому стабилметры в основном используются для определения прочностных свойств грунтов в двух различных напряженных состояниях, характеризующих числами Лоде: $\nu = -1$ и $\nu = +1$ (см. гл. II, § 7).

Методы определения линейных и объемных деформаций образцов при трехосном сжатии и описание приборов, предназначенных для этой цели достаточно подробно изложены в монографии А. У. Бишоп и Д. Д. Хенкеля [10].

§ 2. ПРИБОРЫ ТРЕХОСНОГО СЖАТИЯ (СТАБИЛОМЕТРЫ)

Стабилметры типа А. В СССР разработано много различных конструкций стабилметров типа А (стабилметр С-1 конструкции СКБ завода испытательных машин г. Армавир [101]; СТ. 24 конструкции Л. С. Амаряна и А. В. Исаева [1], конструкций

МИСИ, НИИОСП и др.). В большинстве случаев они изготовлены в нескольких экземплярах и поэтому пока не имеют широкого применения в лабораторной практике. Это относится и к стендовым стабилометрам, предназначенным для испытания больших образцов крупнообломочных грунтов нарушенного сложения, используемых в качестве материала для возведения гидротехнических земляных сооружений. Указанные стабилометры с той же целью могут быть использованы для испытания глинистых грунтов нарушенного сложения.

Из числа стендовых стабилометров, предназначенных для испытания сухих несвязных грунтов, можно отметить: 1) большой вакуумный стабилометр ЛИИЖТ (диаметр образца 270 мм, высота 700 мм) при боковом давлении до 2,0 МПа и вертикальном 7,5 МПа, 2) стендовый стабилометр ЦНИИС конструкции Ф. И. Зайцева и А. П. Рыженко [128], предназначенный для испытания образцов (диаметр образца 300 мм, высота 700 мм) при боковом давлении до 2,0 МПа и вертикальном 7,5 МПа; 3) стабилометр Гидропроекта (диаметр образцов 300 мм, высота 700 мм) и др.

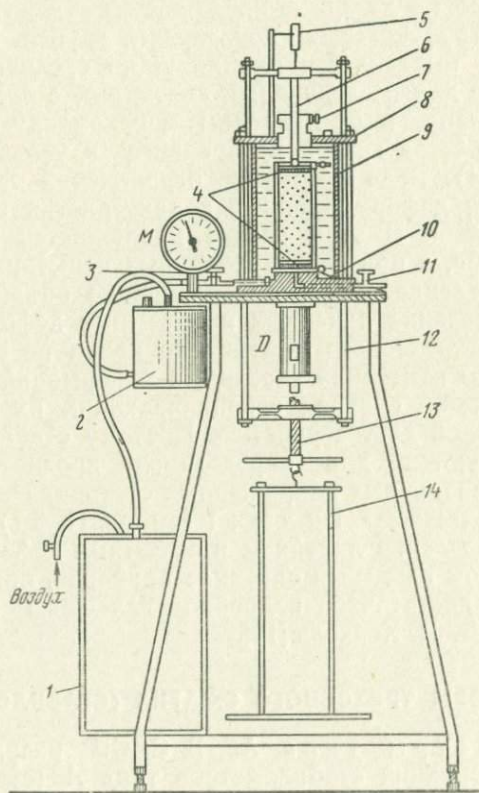


Рис. 69. Прибор трехосного сжатия ДИИТ

Ниже приводятся описания ряда стабилометров, получивших распространение в лабораторной практике.

Стабилометр ДИИТ (рис. 69) состоит из станины, гидравлической камеры, устройства для создания давления в камере и механизма создания вертикального усилия [39].

Камера состоит из прозрачного, изготовленного из органического стекла цилиндра 9, базы 10 и крышки 8, плотно соединенных вместе тремя болтами и резиновыми прокладками.

Образец грунта, обтянутый тонкой резиновой оболочкой, устанавливают между двумя дисками 4. Резиновая оболочка закрепляется на дисках или на выступе базы прибора при помощи резиновых манжет.

Через втулку и сальник верхней крышки в камеру входит шток 6, который через шарик упирается в верхний диск 4. Осевая нагрузка создается подвешенной к штоку рамой 12, грузовой платформой 14, винтом 13, динамометром и рычажным приспособлением. Шток арретируется стопорным винтом 7.

Заливка воды в камеру прибора производится через отверстие в крышке, а слив — через сливные краны, один из которых не показан на рисунке, а второй 3 соединяет камеру с бачком 2. Вертикальную деформацию образца измеряют индикатором часового типа 5 с точностью 0,01 мм.

Если грунт надо испытать по закрытой системе (при отсутствии оттока поровой воды), то используют сплошные диски. Если же опыт надо произвести по открытой системе, нижний диск заменяют перфорированным, а камеру базы прибора заполняют водой.

Насыщение образца водой и отвод отжатого из грунта воды производится через нижний перфорированный диск и штуцер дренажной системы 11. В случае необходимости к штуцеру можно присоединить бюретку для измерения входящей и выходящей воды, а также устройство для замера порового давления (см. гл. III, § 8).

Давление в гидравлической камере создается сжатым воздухом, находящемся в бачке 1 и подаваемым в воздушно-жидкостный бачок 2. Давление воздуха в бачке 2 воспринимается находящейся на его дне водой, сообщающейся с гидравлической камерой гибкой тонкой трубкой и краном 3. Бачок 2 выполняет функцию компенсатора, обеспечивающего постоянство давления в гидравлической камере.

В стабилометре ДИИТ испытывают образцы диаметром 32 ($F = 8,04 \text{ см}^2$) и 60 мм ($F = 28,27 \text{ см}^2$) при высоте 2,5—3,0 d .

Давление в гидравлической камере равно начальным главным нормальным напряжениям $\sigma_1^0 = \sigma_2 = \sigma_3$. Дополнительное напряжение $\Delta\sigma_1$ создают механизмом вертикального усилия — протарированным рычажным прессом. Для тарировки последнего гидравлическую камеру заменяют динамометром, затем, загружая грузовой поддон рычага, по динамометру определяют истинную величину передаваемой на образец нагрузки P' . По полученным данным строят тарировочную кривую $P-P'$ (P — нагрузка, приложенная на грузовой поддон рычага, кг).

Приложенное к образцу дополнительное нормальное напряжение определяют по отношению P' к площади поперечного сечения образца F ($\Delta\sigma_1 = P'/F$), а величину наибольшего главного нормального напряжения σ_1 — как сумму гидростатического давления ($\sigma_1^0 = \sigma_2 = \sigma_3$) и дополнительного нормального напряжения $\Delta\sigma_1$

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \Delta\sigma_1. \quad (\text{IV.1})$$

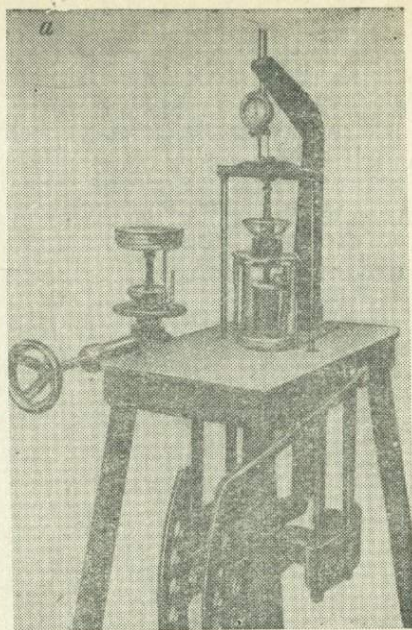
Стабилометр ГА-3 Л И И Ж Т конструкции Н. И. Сидорова (рис. 70, а) [135] предназначен для испытания всех видов песчаных и глинистых грунтов при всестороннем давлении до 0,6 МПа и максимальном осевом давлении до 5,0 МПа (размеры образца: $d=4$ см, $F=12,57$ см², $h=6$ см).

Образец грунта 10 в резиновой оболочке помещают между верхним подвижным 7 и нижним неподвижным 16 поршнями, составляющими одно целое с основанием камеры 12 (см. рис. 70, б). Оба поршня выполнены в виде усеченных конусов. Концы резиновой оболочки закрепляются на поршнях 16 и 7 с помощью специальных колец из пластмассы.

Торцы поршней, прилегающие к образцу, свободно пропускают воздух и воду во внутренние полости, соединенные при помощи трубок со штуцерами 13 и 14 . Это позволяет насыщать грунт водой и обеспечивает свободный отвод воды, отжимаемой из образца при его испытании по открытой системе.

При испытании по закрытой системе между торцами поршней и образца укладывают изолирующие прокладки из тонкой пластмассы.

Стабилометры ГА-3 могут быть использованы также для испытания образцов по смешанной схеме, когда вначале образец сжимается при свободном оттоке поровой воды, а затем доводится до разрушения при постоянной влажности (консолидированно-недренированное испытание). В этом случае необходимо к штуцерам присоединить дополнительные краны. При испытании песчаных грунтов один из штуцеров соединяется с вакуумным насосом (всестороннее давление создается вакуумом). Штуцеры используются также для измерения порового давления (см. гл. III, § 7).



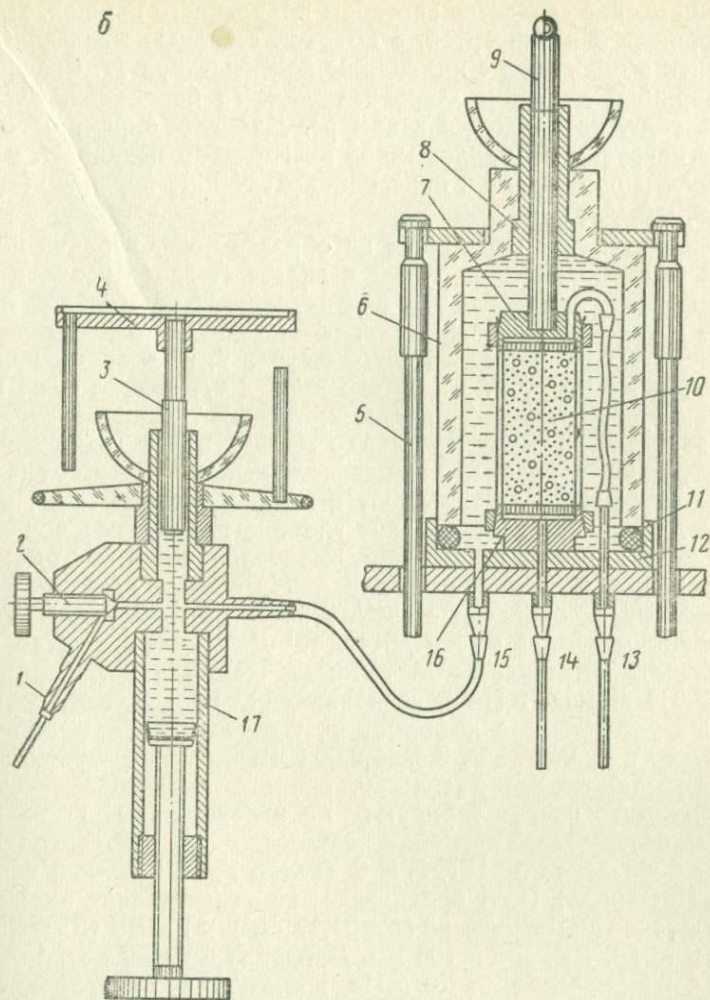


Рис. 70. Общий вид (а) и схема (б) прибора трехосного сжатия ГА-3,

Образец накрыт стаканом 6 из прозрачной пластмассы (органического стекла). Между стаканом и дном камеры проложено кольцо из резинового жгута 11. Для герметизации камеры стакан плотно прижимается к основанию тягами 5, идущих от эксцентриков, насаженных на валу с рукоятью (расположены на станине прибора и на рисунке не показаны). Весь процесс сборки прибора перед опытом осуществляется одним нажимом рукоятки и производится менее чем за 1 мин.

В отличие от прибора ДИИТ, в описываемом приборе всестороннее давление создается способом плавающего поршня. Плавающий поршень 3 в притертой, с высокой степенью точности, гильзе объединен в один узел с цилиндром компенсатора 17. Создаваемое этим поршнем давление через патрубок 15 передается непосредственно воде, находящейся в камере. Давление определяется отношением нагрузки P_1 , приложенной на грузовом поддоне 4, и массы плавающего поршня P_2 к поперечному сечению поршня ($\sigma_1^0 = \sigma_2 = \sigma_3 = P_1 + P_2/F$).

Осевое давление передается на образец через верхний поршень и шток 9, свободно скользящий в гильзе 8, запрессованной в стакан 6. Герметичность камеры обеспечивается тщательной притиркой без какого-либо уплотнителя.

Камеру заполняют водой через штуцер 1, к которому присоединена бутылка с тубусом. Для этого кран 2 открывают и из гильзы извлекают шток 9. Бутылку поднимают выше прибора и вода самоотекотом заполняет камеру и цилиндр компенсатора (винт компенсатора опускают в крайнее нижнее положение). После заполнения камеры водой кран 2 закрывают и шток 9 вставляют в гильзу.

Дополнительное вертикальное главное нормальное напряжение $\Delta\sigma_1$ создается рычажным прессом, смонтированным под плитой станины прибора. В стационарных условиях камера ГА-3 может быть использована в сочетании с автоматически действующим прессом, развивающим усилие от 0,5 до 1,0 т. Для этой же цели можно использовать универсальный автоматический динамометрический пресс УДП ЛИИЖТ [135], позволяющий производить испытания по схеме управляемой деформации. Скорость деформации может изменяться в пределах от 2,4 до 0,002 мм/мин. Результаты испытаний записываются автоматически.

Рычажный пресс тарируют по изложенному выше методу (см. рис. 34).

Стабилометр ЦНИИС (автор Г. Г. Саатчян, конструктор Ф. И. Зайцев) [129] предназначен для испытания цилиндрических образцов диаметром 63 ($F=31,17 \text{ см}^2$) и 100 мм ($F=78,54 \text{ см}^2$) при высоте 80, 100, 120 и 150 мм. Давление в камере стабилометра может быть доведено до 1,0 МПа, а в цилиндре гидродъемника до 1,5 МПа.

Стабилометр ЦНИИС состоит из двух камер и гидравлической системы для создания в камерах как всестороннего, так и дополнительного вертикального давления на образец. Схема прибора и его гидравлической системы показана на рис. 71 (на рисунке условно показана только одна камера).

В раме, образуемой стойками 17 и траверсами 16, 1, в средней ее части укреплена плита 6, на которой размещается стеклянный цилиндр 10, полость которого является камерой. Цилиндр накрыт крышкой 12, последняя через пята 13, шарик 14, винтом 15 прижимает цилиндр к плите 6.

Между плитой и стеклянным цилиндром, а также между цилиндром и крышкой имеются хлорвиниловые и клингенитовые

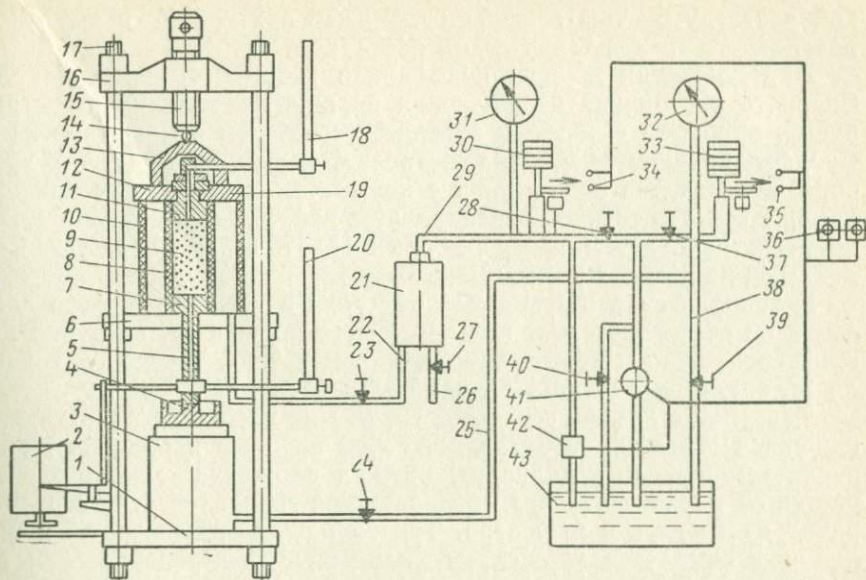


Рис. 71. Схема двухкамерного полуавтоматического прибора трехосного сжатия ЦНИИС

прокладки 6А и 6В, при помощи которых обеспечивается герметичность камеры. В последней между штампами 11 и 7 размещается образец грунта 9, заключенный в тонкую резиновую оболочку 8, предохраняющую образец от соприкосновения с окружающей водой. Резиновая оболочка закрепляется на нижнем и верхнем штампах (поршнях камеры), на которых имеются специальные патрубки 18 и 20 для отвода отжимаемой из образца воды и измерения ее количества, осуществляя тем самым контроль за изменением объема полностью водонасыщенного грунта. Для замера давления в поровой воде конец трубки 20 соединяют с ртутным манометром. Давление, необходимое для поддержания постоянного уровня ртути в трубке, будет соответствовать поровому (см. гл. III, § 7).

Наполнение камеры водой производится через трубку 26, вентиль 27, резервуар 21 и патрубков 22. Выпуск воздуха из камеры происходит через отверстие 19, которое закрывают после наполнения камеры водой. Все упомянутые устройства смонтированы в левой части металлического стола.

Камеры включают попеременно с помощью вентилях. Вертикальная нагрузка передается на образец через штамп 7, на который устанавливается образец. Штамп заканчивается хвостовиком 5, проходящим через специальную втулку, смонтированную в плиту 6.

Хвостовик 5 опирается на чашку 4, стоящую на поршне гидравлического подъемника 3. Уплотнение между хвостовиком и втул-

кой достигнуто тщательной взаимной притиркой и обмазкой поверхности трения техническим вазелином.

При движении поршня подъемника хвостовик перемещается. Скорость и величина перемещения поршня подъемника регистрируется прибором с часовым заводом-самописцем в масштабе 2:1. Скорость вращения барабана составляет один оборот за 6 ч. В приборе имеются два подъемника с двумя самописцами для каждой камеры соответственно. Вертикальную деформацию образца можно регистрировать и прогибомерами Н. Н. Максимова, установленными на стойках рамы.

Гидравлическая система для создания в камере бокового давления на образец состоит из плавающего поршня 30, патрубка 29, присоединенного к резервуару 21, манометра 31, насоса 41, вентиля 28, электромагнитного клапана 42 и бака 43.

Давление в камере создается гириями на площадке плавающего поршня. Последний представляет собой плунжер площадью 1 см², перемещающийся в цилиндре, нижняя площадка которого опирается на масло. Давление, создаваемое в гидравлической системе, равно массе гири и плунжера. Трение между плунжером и цилиндром снимается вращением плунжера электродвигателем со скоростью 1—1,5 об/с. Манометр используется только для контрольных наблюдений.

Для создания давления в камере нажимают кнопку 36, включая электродвигатель насоса. Открывая вентили 28 и 23 соответствующей камеры, достигают заданного давления. В процессе наладки необходимо следить, чтобы площадка плавающего поршня 30 поднялась на 20—25 мм от верхней кромки цилиндра. После подъема плавающего поршня вентиль 28 следует закрыть. В этом случае масло давит на воду и в камере создается боковое давление на образец грунта.

Во время опыта происходит продвижение хвостовика штампа 7 внутрь камеры, часть масла при этом из гидравлической системы должна быть сброшена в бак. Это достигается электромагнитным клапаном 42, контакт 34 которого замыкается, включая насос, и излишек масла сбрасывается в бак 43. Площадка плавающего поршня при опускании замыкает второй контакт, клапан закрывается и давление остается неизменным.

Гидравлическая система для создания давления на образец по направлению действия наибольшего главного нормального напряжения состоит из подъемника 3, патрубка 25, присоединенного к плавающему поршню 33, манометра 32, насоса 41, трубки 38, вентиля 39 и 37.

Давление, как и в первом случае, создают нагрузкой на плавающий поршень и насосом 41.

Перед началом испытания образцов открывают вентили 37 и 24 соответствующего подъемника. Вентиль 40 открывают до отказа, включают автоматическое устройство. Расположенный на плавающем поршне нижний контакт 35 замыкается и включает электродвигатель насоса. Масло из бака подается в систему. Перекрывая

постепенно вентиль 40, повышают давление в гидросистеме. При этом плавающий поршень 33 поднимается на 15—18 мм от своего первоначального положения, замыкается электрический контакт, включая электродвигатель насоса.

Давление в гидросистеме определяется по массе гирь на плавающем поршне. В процессе деформации образца плавающий поршень опускается, вновь включается насос и происходит подкачка масла в гидросистему до установленного предела. В этом случае поддержание постоянного давления происходит автоматически. При перемещении плунжера подъемника вверх перемещается тяга на самописце 2 и производится запись результатов опыта.

Тарировку гидравлической системы для создания вертикального давления осуществляют динамометры ДО-02, ДС-05, ДС-1 и ДС-3. Для этого испытуемый образец заменяют динамометром и определяют истинное значение вертикального усилия P' от массы гирь, уложенных на плавающем поршне, и собственной массы плавающего поршня. Результаты тарировки представляют в виде графика (см. рис. 34) $(P_1 + P_2) - P'$, где P_1 — масса плунжера, P_2 — масса гирь.

Созданное в камере давление, определяемое массой гирь P_1 и плунжера P_2 и контролируемое манометром, равно двум главным нормальным напряжениям $\sigma_2 = \sigma_3$. Величина наибольшего главного нормального напряжения σ_1 определяется как сумма давления на штамп, создаваемого всесторонним давлением воды в камере

$$\sigma_1^0 = \sigma_3 \frac{d_1^2 - d^2}{d_1^2}, \quad (IV.2)$$

и дополнительного нормального напряжения $\Delta\sigma_1$

$$\sigma_1 = \sigma_3 \frac{d_1^2 - d^2}{d_1^2} + \frac{P'}{F}, \quad (IV.3)$$

где d_1 — диаметр образца, равный 63 или 100 мм; d — диаметр хвостовика штампа, равный 18 мм; P' — вертикальное усилие H , определяемое по тарировочной кривой (см. рис. 34); F — площадь поперечного сечения образца, см².

При $d_1 = 63$ мм

$$\sigma_1 = 0,92 \cdot \sigma_3 + \frac{P'}{F}; \quad (IV.4)$$

при $d = 100$ мм

$$\sigma_1 = 0,97 \cdot \sigma_3 + \frac{P'}{F}. \quad (IV.5)$$

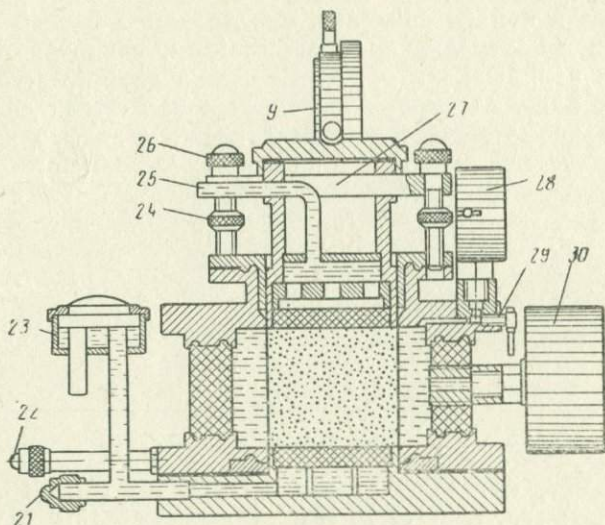
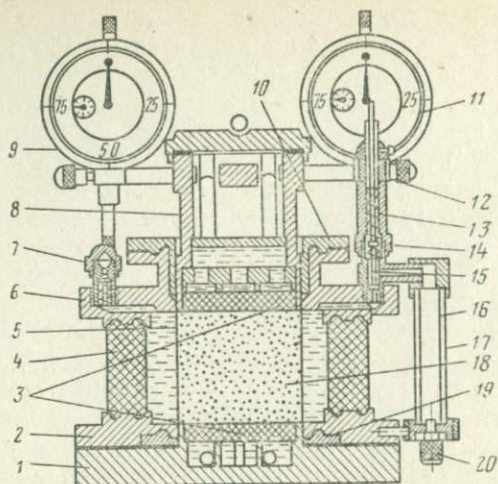


Рис. 72. Разрезы стабилометра типа Б конструкции
Е. И. Медкова

Стабилометры типа Б. Стабилометр типа Б впервые был сконструирован Н. А. Цилюриком в 30-х годах, в настоящее время известный под наименованием СУЦ-14 [153]. Аналогичные приборы были созданы также Е. И. Медковым [85] (1959) и др. Во ВНИИ ВОДГЕО в 1967 г. под руководством А. А. Ничипоревича создан стендовый стабилометр типа Б для испытания образцов крупнообмолочных грунтов [101].

Наибольшее распространение в лабораторной практике получили стабилометры М-2 конструкции Е. И. Медкова [85].

Отметим, что прибор типа Б был сконструирован также В. Г. Булычевым [15] для определения коэффициента бокового давления грунтов.

Стабилометр М-2 конструкции Е. И. Медкова (рис. 72) предназначен для испытания образцов диаметром 50 мм ($F = 19,63 \text{ см}^2$) и высотой 25, 50 и 100 мм.

Обжатие образца грунта 18 в этом стабилометре производится в рабочей камере цилиндрической формы, ограниченной сверху и снизу пористыми дисками 3, а с боков — тонкой резиновой оболочкой 5. Пористые диски 3 смонтированы на базе прибора 1 и в поршне 8.

Кольцевое пространство между диафрагмой и стенками (полым цилиндром из органического стекла) является гидравлической камерой, которая во время испытания грунта заполняется водой. Полый цилиндр 4 с нижним и верхним фланцами 2 и 6, соединенными вместе прижимными болтами, составляют корпус прибора. Резиновая оболочка закрепляется на фланцах корпуса при помощи нижнего и верхнего прижимных колец 10 и 19 и винтов. Корпус вместе с резиновой оболочкой болтами закрепляется на базе прибора 1.

Гидравлическая камера прибора заполняется водой через клапан 7, а опорожняется через трубку 22, вмонтированную в нижний фланец 2 корпуса. Насыщение образца водой производится через выточку в центре базы, соединенной со сливной трубкой 21 и снабженной устройством 23 для поддержания постоянного уровня воды в камере образца. Устройство 23 соединено со сливной трубкой 21.

Для покрытия образца грунта водой в верхний поршень 8 через трубку 25 наливают воду. Поршень снабжен арретирным болтом 26 и контргайками 24, соединяющими (при необходимости) его с корпусом прибора при помощи балочки 27.

Вертикальное давление, создаваемое прессом (вмонтированным под столиком прибора), передается на образец через поршень 8. Измерение напора в гидравлической камере, возникающего в результате бокового давления образца, осуществляется двумя манометрами, вмонтированными в стенке полого цилиндра 4 и в верхнем фланце 6. Один из манометров 30 используется при боковом давлении до 0,3 МПа, а другой 28 — при более 0,3 МПа. Выключение первого манометра при переходе на большие давления выполняется при помощи вентилей.

В нижнем фланце 2 вмонтирован волюметр 14, предназначенный для измерения боковой деформации полностью водонасыщенного образца по объему вытесненной из него воды. Волюметр представляет собой стеклянную трубку 16, заключенную в латунный футляр 17, на котором нанесена шкала для измерения уровня воды в трубке. Трубка волюметра снизу закрывается пробкой 20. При диаметре трубки 6 мм точность замера боковой линейной относительной деформации примерно равна 0,0002.

Заданное боковое давление в образце грунта в процессе испытания устанавливается и поддерживается автоматически пружинным регулятором 29. Основной частью его является клапан 15, который при помощи нажимной пружины 13 и гайки 12 закрывает отверстие, существующее между гидравлической камерой и волюметром 14.

Измерение вертикальных деформаций образца выполняется двумя индикаторами часового типа 9 и 11.

Тарировку рычажного пресса осуществляют описанным выше методом, а результаты представляют в виде тарировочного графика (см. рис. 34).

Загружение образца можно выполнить ступенчато- и монотонно-возрастающей нагрузками. В первом случае рычажный пресс загружается гирями, а во втором — ведром с водой подвешенным к рычагу.

В стабилometре М-2 прочность грунта можно определять как при постоянном вертикальном напряжении, так и при постоянном боковом давлении. В первом случае образец доводят до разрушения путем уменьшения бокового давления при постоянном значении вертикального напряжения, а во втором случае — увеличением вертикального напряжения при постоянном значении бокового давления.

Уменьшение бокового давления производят ступенями по 0,01—0,05 МПа, причем очередную ступень его снижения осуществляют после условной стабилизации вертикальных деформаций от предыдущей. Боковое давление создается либо при сжатии образца без бокового расширения, либо созданием давления в гидравлической камере по одному из описанных выше способов.

Прибор трехосного сжатия образцов с независимым управлением главными нормальными напряжениями. При изложении теории прочности Кулона-Мора-Навье (см. гл. II § 6) было отмечено, что основным ее недостатком является пренебрежение влиянием среднего нормального напряжения σ_2 на прочностные свойства грунта. Чтобы избежать этого недостатка, следует учесть вид напряженного состояния материала, характеризуемого числом Лоде.

Очевидно, что для наиболее полной оценки прочностных (и деформационных) свойств грунтов следует их испытать при самых различных напряженных состояниях и траекториях нагружения.

Поскольку ни на одном из описанных выше приборов трехосного сжатия невозможно осуществить подобные испытания, появилась необходимость создания нового прибора, позволяющего управлять всеми тремя главными нормальными напряжениями или деформациями.

Приборы такого типа, в единичных экземплярах, впервые были созданы В. Чельманом [178] и К. Бюиссманом [170]. По свидетельству А. Бишопа и Д. Хенкеля [10] трехосный прибор плоского деформированного состояния сконструирован в Империял колледж. Несколько вариантов приборов с управляемыми главными нормальными напряжениями и деформациями были созданы в

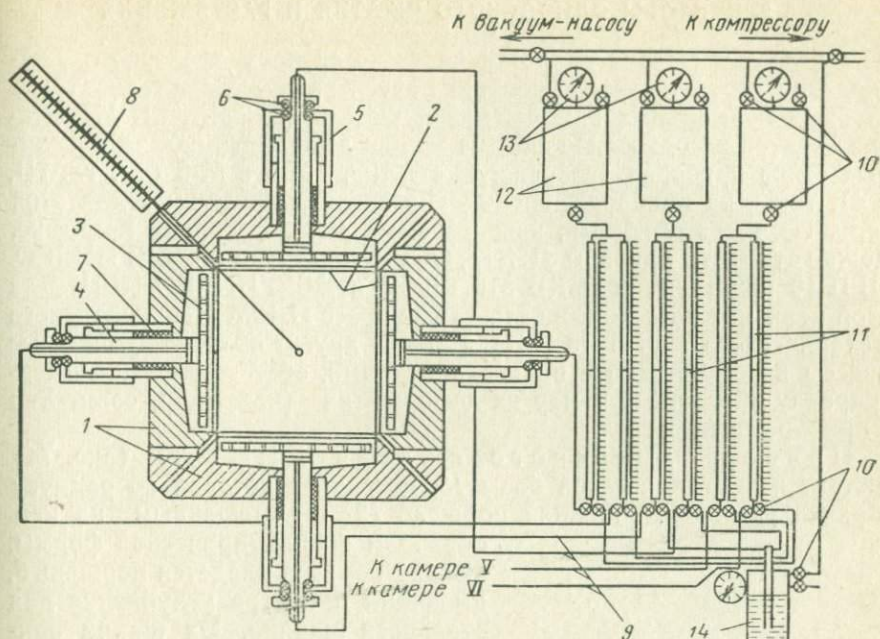


Рис. 73. Конструктивная схема прибора трехосного сжатия с независимым управлением всеми главными нормальными напряжениями А. Л. Крыжановского и Э. И. Воронцова:

1 — металлические стенки; 2 — резиновые оболочки; 3 — металлические перфорированные штампы; 4 — шток; 5 — гайка; 6 — подшипники скольжения; 7 — сальники; 8 — датчик порового давления; 9 — металлические трубки; 10 — краны; 11 — трубки волюметров; 12 — воздушные бочки; 13 — манометры; 14 — бачок с резервным объемом жидкости

СССР в 1965 г. А. Л. Крыжановским и Э. И. Воронцовым под руководством Г. М. Ломизе [76]; в Англии — А. Бишопом [163] и др.

А. Л. Крыжановский и Э. И. Воронцов сконструировали три варианта экспериментальных образцов прибора. Первые два варианта прибора, предназначенные для испытания образцов кубической формы размерами $10 \times 10 \times 10$ см с заданным ростом напряжений и деформаций в диапазоне давления 0—6,0 МПа, основаны на принципе передачи давления через гибкие резиновые мембраны. Третий прибор предназначен для испытания крупнообломочных пород под давлением до 15,0 МПа по заданной скорости деформации.

Конструктивная схема прибора для испытания грунта с заданным ростом всех трех главных напряжений показана на рис. 73. Для замера главных напряжений, передаваемых на образец, на бочках 12 установлены манометры 13. После открытия кранов давление воздуха передается на глицерин, который перемещается из волюметров 11 в рабочие камеры или в обратном направлении. Линейные деформации образца определяют по перемещению уровня глицерина в трубах волюметров.

§ 3. ПРИБОРЫ ОДНООСНОГО СЖАТИЯ И РАСТЯЖЕНИЯ

Одноосное сжатие является частным случаем трехосного сжатия. Оно соответствует условию равенства нулю двух (из трех) главных нормальных напряжений $\sigma_2 = \sigma_3 = 0$ (см. рис. 9). Испытание грунтов на одноосное сжатие можно выполнить как на описанных выше приборах трехосного сжатия, М-5 и М-6 (см. гл. III, § 4), так и на приборах, специально сконструированных для этой цели. Из числа приборов, используемых в лабораторной практике, можно отметить приборы ДИИТ, ОСВ-1 конструкции ВСЕГИНГЕО, ИГП-10 конструкции СКБ МГ СССР и ВСЕГИНГЕО [101]. Для этой цели можно использовать также пресс П-12М Ленинградского механического института [147], а также другие обычные рычажные прессы в комбинации с приспособлениями, обеспечивающими центровку образцов и замер их деформации (например, совместно с приборами М-6).

Прибор одноосного сжатия ДИИТ 39 (рис. 74) состоит из металлической базы 13, посредине которой по радиусу образца установлен нижний поршень 12 с помещенным на нем образцом 4 цилиндрической формы.

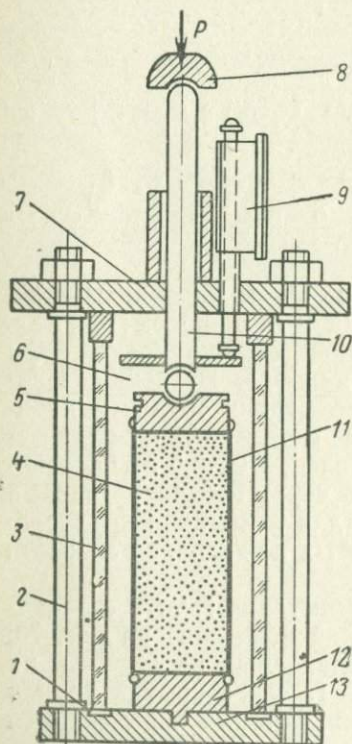


Рис. 74. Конструктивная схема прибора одноосного сжатия ДИИТ

Сверху образца кладется поршень 5, имеющий в центре углубление для стального шарика. На шарик опирается шток 10, свободно перемещающийся во втулке, помещенной на перекладине 7, которая опирается на двух стойках 2 и прижимается двумя болтами. Деформация образца измеряется мессурой 9, ножка которой опирается на планку, закрепленную к штоку 10. Нагрузка на образец осуществляется через подвеску 8 и загрузочную площадку (на рисунке не показана).

Образец в целях защиты от высыхания помещается в камеру 6 из органического стекла и покрывается резиновой оболочкой 11. Для обеспечения герметичности камеры под цилиндром 3 имеется резиновая прокладка 1.

Прибор сжатия—растяжения ОСВ-1 конструкции З. Г. Тер-Мартиросяна и Е. А. Воробьева [143] предназначен для испытания цилиндрических образцов на сжатие, а образцов в форме катушки (рис. 75) — на растяжение в условиях сложного напряженного

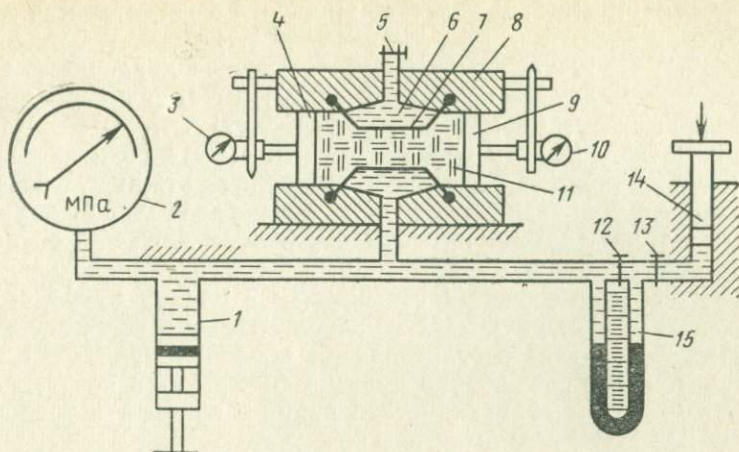


Рис. 75. Прибор сжатия-растяжения ОСП-1 конструкции З. Г. Тер-Мартirosяна и Е. А. Воробьева

состояния (при одновременном действии сжимающих и растягивающих напряжений). Боковая поверхность образца испытывает сжимающее напряжение $\sigma_1 = \sigma_2 = p$, а вдоль его оси возникает растягивающее напряжение $-\sigma_3$, величина которого зависит от соотношения площадей его сечений в средней и торцевой частях:

$$-\sigma_3 = p \left(\frac{F_T}{F_6} - 1 \right), \quad (\text{IV.6})$$

где p — гидростатическое давление в камере прибора; F_T — площадь торцевого сечения образца; F_6 — площадь сечения образца в средней его части.

Испытывают образцы с соотношениями F_T/F_6 , равными 1,0; 1,5; 2,0 и 3,0.

При испытании образца цилиндрической формы ($F_T/F_6 = 1$) создается напряженное состояние, близкое к одноосному:

$$\left. \begin{aligned} \sigma_1 = \sigma_2 = p \\ \sigma_3 = 0 \end{aligned} \right\}, \quad (\text{IV.7})$$

а при испытании образца в форме катушки ($F_T/F_6 = 2$) получим условие простого растяжения:

$$\left. \begin{aligned} \sigma_1 = \sigma_2 = 0 \\ -\sigma_3 = p \end{aligned} \right\}. \quad (\text{IV.8})$$

Прибор ОСП-1 состоит из камеры давления 8, цилиндра 1, стабилизатора давления (плавающего поршня) 14, манометра 2, ртутного объемометра 15 и индикаторов часового типа 3 и 10 для измерения деформаций удлинения образца, соприкасающегося

с прокладками 4 и 9. В качестве жидкости 6 используется дистиллированная вода.

Максимальное расчетное гидростатическое давление равно 1,0 МПа. Точность замера напряжений 0,001 МПа, величины продольной деформации 0,01 мм, объемной — 0,001 см³, максимальный диаметр испытываемого образца 40 мм, высота 80 мм.

ОСР-I приводится в рабочее состояние отжатием резиновой оболочки 7 к стенкам камеры при помощи создания вакуума в гидравлической системе прибора обратным движением поршня в цилиндре давления 1.

Испытуемый образец 11 вставляется в камеру прибора, затем при помощи поршня создается положительное гидростатическое давление, вследствие чего резиновая оболочка принимает форму образца. Момент разрушения образца фиксируется по резкому падению давления в гидравлической системе прибора и увеличению продольных деформаций.

При длительных испытаниях давление в гидравлической системе поддерживается плавающим поршнем 14, положение которого регулируется движением поршня в цилиндре 1.

Объемные деформации образца замеряют ртутным объемомером 15. Для этого в момент плотного прилегания резиновой оболочки к поверхности образца снимается нулевой отсчет, кран 12 закрывается и по разности высоты ртутных столбиков в объемомере определяется его объемная деформация. При определении последней следует учесть, что часть объема жидкости расходуется на заполнение камеры вследствие удлинения образца.

В случае проведения быстрых испытаний плавающий поршень отключается закрытием крана 13. Воздух из рабочей камеры удаляется через кран 5.

§ 4. ПОДГОТОВКА ГРУНТА К ИСПЫТАНИЮ

К испытанию на трех- и одноосное сжатие, так же как и при сдвиге, подвергают грунты ненарушенного и нарушенного сложения. В первом случае образцы вырезают из доставленных в лабораторию монолитов, отобранных из оснований проектируемых сооружений, а во втором — из искусственно формованных монолитов. Методы вырезки и приготовления образцов нарушенного сложения изложены выше.

Образцы грунта цилиндрической формы вырезают режущим цилиндром (рис. 76), снабженным наконечником, внутренний диаметр которого равен диаметру образца d , а высота на 20 мм больше его высоты. Режущий цилиндр вдавливают в монолит при помощи винтового пресса (см. рис. 46). Для придания образцу строго вертикального положения режущий цилиндр закрепляют на держателе винта пресса. Из одного монолита вырезают три-четыре образца-близнеца, обладающих практически одинаковыми физико-механическими свойствами.

Цилиндрические образцы грунта вырезают также при помощи рамы и проволочной пилы (рис. 77) [10] из монолита ненарушенного сложения, зажатого между двумя вращающимися плитками. Диаметр образца определяется шириной стойки рамы. Лишний грунт снимается слоями при вращении образца в раме с помощью проволочной пилы. На аналогичных установках из цилиндрических образцов вырезаются образцы в виде катушки для испытания на растяжение прибором ОСР-I. На этих установках стойки имеют фигурные пазы, рассчитанные на получение образцов с определенными площадями поперечного сечения.

В Великобритании, где стандартными являются грунтоносы диаметром 102 мм, из одного керна вырезают три образца диаметром 38 мм. Для этого из грунтоноса с помощью домкрата выдавливается в трубу диаметром 102 мм керн длиной 100 мм. Поверхность образца выравнивается и в образец домкратом вдавливаются три тонкостенных вырезывателя из полированной латуни с внутренним диаметром 38 мм, толщиной стенок 0,8 мм и длиной 150 мм.

С целью уменьшения трения вырезыватели перед использованием покрываются тонким слоем технического вазелина.

Образцы выталкиваются из латунных вырезывателей при помощи деревянных неплотно насаженных пестиков то в одну, то в другую сторону для отторцовывания и получения образца нужной длины.

Образцы грунта нарушенного сложения не только вырезают из искусственно формованных монолитов, но и готовят в специальных разъемных формах [10] уплотнением грунта заданной влажности до заданной объемной массы или пористости тремя слоями. Массу грунта, необходимую

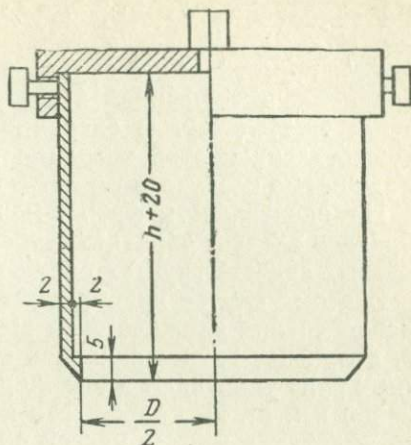


Рис. 76. Режущее кольцо для вырезки из монолитов цилиндрических образцов

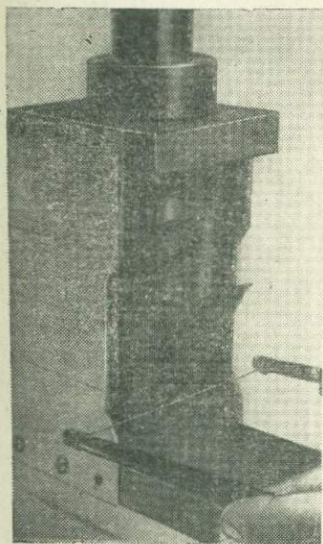


Рис. 77. Применение проволочной пилы и рамы для приготовления цилиндрических образцов

для заполнения формы, определяют по выражениям (III. 1) или (III. 2).

При приготовлении образцов обращают особое внимание на сохранение естественной структуры и влажности. Первое достигается тщательностью операции по вырезке образца, а второе — осуществлением этой операции в помещении почти со 100%-ной влажностью воздуха и герметизацией прибора.

На идентичность физико-механических свойств испытываемых образцов следует обратить особое внимание при определении прочностных свойств грунтов нарушенного сложения.

В этом случае приобретают важное значение равномерность распределения влажности по всему объему формованного монолита, получение грунта заданной плотности, технология его уплотнения. Грунт уплотняют в цилиндре диаметром $d \approx 300$ мм при высоте $h = 350$ мм. М. Н. Гольдштейн и С. С. Бабицкая [39] рекомендует его уплотнять грузом массой 40 кг, при высоте падения 80 см. Грунт в форме уплотняют тремя-четырьмя слоями.

Торцы вырезанных из монолита образцов тщательно выравнивают. При этом следят за тем, чтобы их торцевые поверхности были параллельны и одновременно перпендикулярны к боковой поверхности. Все размеры образца (высота, диаметр) измеряют штангенциркулем с точностью 0,1 мм и взвешивают на технических весах с точностью 0,1 г.

Одновременно с вырезкой образцов берут пробы для определения плотности, начальной объемной массы, влажности и других показателей физических свойств грунтов.

После вырезки и обработки торцевых поверхностей на образец грунта натягивают тонкую резиновую оболочку толщиной не более 0,15—0,2 мм, проверяя предварительно ее годность. Для этого Е. И. Медков рекомендует налить в нее раствор сильного красителя, опустить в чистую воду и держать в ней две-три недели. Если в течение указанного срока вода не окрасится, то оболочку можно использовать для длительного испытания образцов. При кратковременных трехосных испытаниях этот срок можно уменьшить до нескольких дней.

Резиновая оболочка оказывает определенное сопротивление деформированию образца. Для его учета вводится поправка, определяемая по специальной методике [10] (для образца $d = 38$ мм это поправка составит около 0,004 МПа).

Для обтягивания образца резиновой оболочкой можно использовать простое приспособление (рис. 78), которое состоит из трубки 1, снабженной двумя внутренними бортиками 2. Резиновую оболочку 3 изнутри трубки натягивают на бортики. При помощи штуцера 4 создают вакуум в пространстве между резиновой оболочкой и стенкой трубки, вследствие чего резиновая оболочка втягивается внутрь (к внутренней стенке трубки) и образец грунта свободно опускается в нее. Затем устраняют вакуум, оболочка возвращается в первоначальное положение и плотно обхватывает образец.

Приспособление вместе с образцом грунта устанавливают на нижний перфорированный штамп камеры стабилометра типа А. Концы оболочки закрепляют на нижнем и верхнем штампах камеры, приспособление удаляют и выполняют сборку прибора.

В приборах типа Б (см. рис. 66, б) образец грунта обтягивают резиновой оболочкой непосредственно в рабочей камере. В этом случае до заполнения гидравлической камеры водой в ней создают вакуум, закрепленная на фланцах резиновая оболочка оттягивается в сторону гидрокамеры, в рабочую камеру опускают образец, устраняют вакуум, и оболочка плотно натягивается на него.

Для плотного охвата образца диаметр резиновой оболочки должен быть на 5—10 мм меньше диаметра образца.

Если образец грунта подвергают консолидированно-дренированному испытанию (т. е. испытанию в условиях открытой системы), на образец под резиновой оболочкой укладывают дрены из фильтровальной бумаги и покрывают ею торцы образца [10]. Это дает возможность оттока поровой воды как в радиальном, так и продольном направлениях, что способствует быстрой стабилизации деформации объемной ползучести и позволяет примерно в десять раз ускорить уплотнение грунта.

Применение дрен может привести к увеличению истинного приращения напряжения $\Delta\sigma_1 = \sigma_1 - \sigma_3$ примерно на 0,015 МПа при диаметре образца 38 мм. При увеличении диаметра образца эта ошибка уменьшается.

После сборки стабилометра в его гидравлическую камеру наливают воду так, чтобы в ней не скапливались пузырьки воздуха. Для этого при наполнении камеры водой прибор наклоняют в сторону выпускного отверстия, дав возможность пузырькам воздуха собраться в одном месте и легко удалиться из камеры.

В случае необходимости перед опытом образцы насыщают водой. Для этого используют воду, отобранную с места взятия монолита грунта, или воду, в окружении которой грунт будет находиться в дальнейшем.

После выполнения указанных операций можно считать, что образец готов к испытанию.

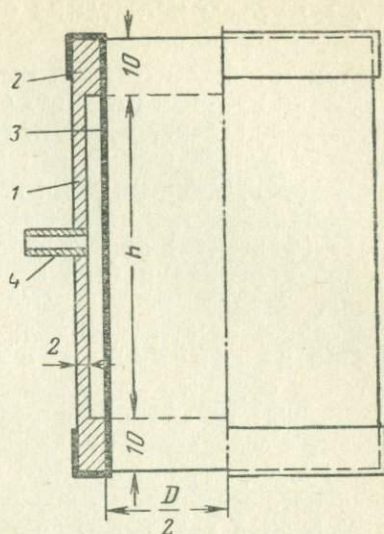


Рис. 78. Разрез приспособления для натягивания на цилиндрический образец резиновой оболочки

При трехосном сжатии, как и при сдвиге (см. гл. III), характеристики прочности грунтов определяют методами: 1) неконсолидированно-недренированным, или быстрым (НН); 2) консолидированно-недренированным, или ускоренным (КН); 3) консолидированно-дренированным, или медленным (КД). Испытание образцов осуществляется как в режиме управляемого напряжения при контроле (фиксации) деформациями сдвига, так и в режиме управляемой деформации (при некоторой постоянной скорости деформации, создаваемой испытательной машиной) при контроле (фиксации) касательных напряжений.

При неконсолидированно-недренированном испытании образцов их всестороннее гидростатическое сжатие и дальнейшее испытание на раздавливание проводят при закрытой системе с сохранением влажности грунта постоянной. Это соответствует быстрому нагружению грунта в некоторой точке массива, лишенного возможности консолидации, когда сопротивление сдвигу определяется начальным состоянием плотности — влажности при максимальном значении порового давления.

Дополнительное главное нормальное напряжение $\Delta\sigma_1$ прикладывают к образцу сейчас же после приложения гидростатического давления. Продолжительность испытания образца после приложения гидростатического давления не превышает 1 мин. Величина ступени $\Delta\sigma_1$ равна 8—10% от ожидаемой прочности образца, а интервал их приложения 5—10 с.

Образцы переуплотненных и нормально уплотненных грунтов обычно разрушаются при относительной деформации 2—5% в виде скола по одной или нескольким поверхностям под углом $\approx 45^\circ$. Деформации образцов слабых водонасыщенных грунтов естественного и нарушенного сложения иногда достигают 30%. В опытах следует зафиксировать начальный момент проявления поверхности

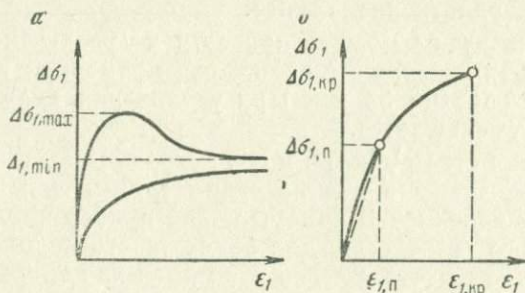


Рис. 79. Диаграммы испытания грунта на трехосное сжатие при управляемых деформациях (а) и напряжении (б);

$\Delta\sigma_1 = \sigma_1 - \sigma_3$; $\epsilon_{1, п}$ — предел пропорциональности;
 $\Delta\sigma_{1, п}$ — предельное напряжение;
 $\Delta\sigma_{1, кр}$ — критическое напряжение

скольжения (разрушения). В случае испытания слабых водонасыщенных грунтов практически невозможно фиксировать начало разрушения, поскольку не наблюдается выраженной поверхности скольжения.

Если испытание образцов ведется с управлением напряжениями при контроле деформациями сжатия, то предельное (критическое) значение $\Delta\sigma_1 = \sigma_1 - \sigma_3$ устанавливают по критической точке кривой $\varepsilon_1 = f(\sigma_1 - \sigma_3)$ (рис. 79, б). Если недоуплотненный грунт испытывается в режиме управляемой деформации, при контроле напряжениями, предельное значение $\Delta\sigma_1$ правильнее всего определять условием деформирования при постоянном $\Delta\sigma_1 = \sigma_1 - \sigma_3$ (пластическое течение). В случае испытания переуплотненных глинистых грунтов определяют его «пиковую» и «остаточную» прочность (рис. 79, а).

Испытание образцов по методу неконсолидированно-недренированного трехосного сжатия осуществляют как с замером избыточного давления в поровой воде, так и без него (см. гл. III, § 8). В первом случае круги предельных напряжений Мора и их огибающие выражают через эффективные нормальные напряжения $\bar{\sigma}_1 = (\sigma_1 - u)$, а $\bar{\sigma}_3 = (\sigma_3 - u) \cdot \sigma_1$ и σ_3 называют предельными тотальными (общими) главными нормальными напряжениями.

При консолидированно-недренированном испытании образцов отжатие поровой воды отсутствует только при приложении дополнительного нормального напряжения $\Delta\sigma_1$. В этом случае при приложении всестороннего гидростатического давления к образцу дренажная система открыта.

Рассматриваемые испытания соответствуют случаю, когда к стабилизированному под действием внешних нагрузок грунту быстро прикладывают сдвигающую нагрузку.

Для ускорения уплотнения образца под действием гидростатической нагрузки его обертывают дренами из влажной фильтровальной бумаги. Чтобы удалить воздух из пространства между резиновой оболочкой и образцом, следует осторожно пригладить рукой оболочку снизу вверх. При мягких ненабухающих грунтах для этой же цели можно через это пространство пропустить воду. В случае испытания жестких глинистых грунтов, чувствительных к воздействию воды, используют обратное давление, при котором предварительное уплотнение образца производится при повышенном поровом давлении [10].

Суть методики уплотнения образца при обратном давлении заключается в том, что одновременно повышается давление в камере прибора и внутри образца. Разность между указанными давлениями равна величине эффективного напряжения. Установлено [10], что для полного растворения воздуха достаточно создать обратное давление в 0,2 МПа.

Для обеспечения деаэрации при зарядке прибора рекомендуется в образце создать отрицательное поровое давление. Это позволяет образцу плотно садиться на нижний перфорированный диск камеры. Чтобы во время присоединения прибора для измере-

ния порового давления (см. гл. III, § 8) в измерительную систему не попал воздух, камеру трехосного сжатия помещают в чашу, наполненную водой на высоту 4—5 см. Выпуская небольшое количество воды из прибора для замера порового давления, последний соединяют с основанием камеры.

После осуществления изложенных выше операции и условий стабилизации деформации образца от действия гидростатического давления к нему прикладывают $\Delta\sigma_1$. Величины ступеней и интервалы их приложения, а также условия определения предельных значений главных нормальных напряжений прежние.

Как и в рассмотренном выше случае, при приложении $\Delta\sigma_1$ измеряют избыточное давление в поровой воде для определения главных предельных эффективных напряжений ($\bar{\sigma}_1 = \sigma_1 - u$; $\bar{\sigma}_3 = \sigma_3$).

При консолидированно-дренированном испытании образцов в течение всего опыта дренажная система прибора открыта и опыт протекает в условиях, возможных для отжатия поровой воды, что соответствует работе грунта в массиве при медленном росте нагрузок и хороших условиях дренирования — без повышения порового давления.

Дополнительное нормальное напряжение $\Delta\sigma_1$ прикладывают к образцу после условной стабилизации его объемной деформации. Очередную ступень $\Delta\sigma_1$ прикладывают после условной стабилизации деформации от действия предыдущей. Величина ступени $\Delta\sigma_1$ прежняя.

За условную стабилизацию деформации принимают скорости: для супесей — 0,02 мм за 6 ч, для суглинков и глин — 0,02 мм за 24 ч.

Поскольку при рассмотренном методе испытание образцов протекает без повышения порового давления, определенные из опыта предельные значения главных нормальных напряжений являются главными нормальными эффективными напряжениями.

Как и в двух рассмотренных выше методах, испытания образцов осуществляют управлением деформациями и напряжениями. Условия определения предельных значений σ_1 и σ_3 прежние.

Кроме изложенных выше методов, существует также метод фиксации плотности — влажности (незавершенного уплотнения) Н. Н. Маслова [81].

Величину ступени $\Delta\sigma_1$ определяют пробным испытанием образца. Можно пользоваться также следующими приближенными величинами [135]:

для грунтов мягкопластичной консистенции . . .	0,010—0,15 МПа
для грунтов пластичной консистенции	0,015—0,05 »
для грунтов полутвердой консистенции	0,05—0,10 »
для грунтов твердой консистенции	0,10—0,20 »
для песчаных (непластичных) грунтов	0,5 »

Во всех рассмотренных выше случаях в течение всего опыта величина ступени дополнительного нормального напряжения $\Delta\sigma_1$ остается постоянной.

В процессе опыта индикаторами часового типа замеряют вертикальные деформации образца, а объемную деформацию водонасыщенных грунтов (при $S_r = 1$) определяют по объему вытесненной из образца воды.

Для определения прочностных характеристик грунта при различных величинах всестороннего давления испытывают несколько (не менее трех) образцов-близнецов. Результаты испытания каждого образца-близнеца записывают в отдельный журнал (табл. 26—28) [39] и представляют в виде кривой зависимости $\Delta\sigma_1 = f(\epsilon_1)$ (см. рис. 79).

Обработка опытных данных. Для определения параметров ϕ и c , входящих в уравнение Кулона-Навье (II. 96) и Мора-Ренкина (II. 99), по данным испытания нескольких (не менее трех) образцов-близнецов (предварительно уплотненных всесторонним давлением различной величины), используя консолидированно-дренированный метод, при $\sigma_1 > \sigma_2 = \sigma_3$ ($\nu = -1$) строят круги предельных напряжений Мора (см. рис. 26) и их огибающие — предельные прямые $\tau_{сд} - \sigma$. Диаметры кругов Мора равны разностям $\sigma_1 - \sigma_3$ предельных главных нормальных напряжений.

Т а б л и ц а 26

Журнал трехосного испытания образцов грунта по неконсолидированно-недренированному (быстрому) методу

Дата	Время		Всестороннее давление ($\sigma_1^0 = \sigma_2^0 = \sigma_3^0$), МПа	Полное вертикальное напряжение σ_1 , МПа	Кажущееся дополнительное напряжение ($\Delta\sigma_1 = \sigma_1 - \sigma_3$), МПа	Давление в поровой воде u , МПа	Показание индикатора Δh_0 , мм	Относительная деформация $\epsilon_1 = \Delta h/h$	Истинная величина дополнительного напряжения $[(\sigma_1 - u) - (\sigma_3 - u)]$, МПа
	абсолютное	с начала опыта							

Т а б л и ц а 27

Журнал трехосного испытания образцов грунта по консолидированно-недренированному (ускоренному) методу

Дата	Время		Всестороннее давление ($\sigma_1^0 = \sigma_2^0 = \sigma_3^0$), МПа	Показание индикатора Δh_0 , мм	Полное вертикальное напряжение σ_1 , МПа	Дополнительное вертикальное напряжение ($\Delta\sigma_1 = \sigma_1 - \sigma_3$), МПа	Показание индикатора Δh , мм	Относительная деформация $\epsilon_1 = \Delta h/h$	Давление в поровой воде u , МПа	Истинная величина дополнительного напряжения $[(\sigma_1 - u) - \sigma_3]$, МПа	Показания бюретки, см ³
	абсолютное	с начала опыта									

**Журнал трехосного испытания образцов грунта по
консолидированно-дренированному (медленному) методу**

Дата	Время		Всестороннее давление ($\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$) МПа	Показание индикатора Δh_0 , мм	Полное вертикальное напряжение σ_1 , МПа	Дополнительное вертикальное напряжение ($\Delta \sigma_1 = \sigma_1 - \sigma_3$), МПа	Показание индикатора Δh , мм	Относительная деформация $\epsilon = \Delta h/h$	Показание бюретки, см ³	Общий объем вытесненной из образца воды, см ³
	абсолютное	с начала опыта								

Параметры φ и c определяют графическим или расчетным методами. В первом случае коэффициент трения определяют по выражению

$$\operatorname{tg} \varphi = f = \frac{\tau_{сд, n} - \tau_{сд, n-1}}{\sigma_n - \sigma_{n-1}}, \quad (IV.9)$$

где

$$\varphi = \arctg \varphi, \quad (IV.10)$$

$\tau_{сд, n}$ — сопротивление грунта сдвигу, соответствующее нормальному напряжению σ_n .

Параметр c определяют из выражения

$$c = \tau_{сд, n} - \sigma_n \cdot \operatorname{tg} \varphi. \quad (IV.11)$$

Расчетный метод определения φ и c основан на использовании предельных значений величин σ_1 и σ_3 , полученных из испытания всех образцов-близнецов, связанных между собой известной зависимостью (II. 105).

Для определения параметров φ и c выражение (II. 105) представляют в следующем виде [135]:

$$\sigma_1 = \sigma_3 \cdot a + b, \quad (IV.12)$$

где

$$\left. \begin{aligned} a &= \operatorname{tg}^2 (45^\circ + \varphi/2) \\ b &= 2c \cdot \operatorname{tg} (45^\circ + \varphi/2) \end{aligned} \right\}. \quad (IV.13)$$

Отсюда

$$\left. \begin{aligned} \varphi &= 2 \cdot \arctg \sqrt{a} - 90^\circ \\ c &= \frac{b}{2\sqrt{a}} \end{aligned} \right\}. \quad (IV.14)$$

Величины коэффициентов a и b определяют из следующих соотношений:

$$a = \frac{n \sum_{1}^n \sigma_1 \cdot \sigma_3 - \sum_{1}^n \sigma_1 \cdot \sum_{1}^n \sigma_3}{n \sum_{1}^n \sigma_3^2 - \left(\sum_{1}^n \sigma_3 \right)^2}; \quad (\text{IV.15})$$

$$b = \frac{\sum_{1}^n \sigma_3^2 \sum_{1}^n \sigma_1 - \sum_{1}^n \sigma_3 \cdot \sum_{1}^n \sigma_1 \cdot \sigma_3}{n \sum_{1}^n \sigma_3^2 - \left(\sum_{1}^n \sigma_3 \right)^2}. \quad (\text{IV.16})$$

Этот метод определения параметров φ и c соответствует случаю линейной зависимости между $\tau_{\text{сд}}$ и σ .

В табл. 29 и на рис. 80 в качестве примера приведены результаты консолидированно-дренированного испытания трех образцов-близнецов глинистого грунта, предварительно уплотненных гидростатическим давлением σ_3 .

Т а б л и ц а 29

Результаты консолидированно-дренированного
испытания образцов на трехосное сжатие

Номер опыта	σ_3 , МПа	σ_1 , МПа	$\sigma_1 - \sigma_3$, МПа
1	0	0,58	0,58
2	0,25	0,99	0,72
3	0,50	1,52	1,02

Примечание. $c=0,204$ МПа; $\varphi=17^\circ 40'$.

По данным табл. 29 получены следующие значения суммы МПа: $\sum \sigma_3 = 0,75$; $\sum \sigma_1 = 3,09$; $\sum \sigma_1 \cdot \sigma_3 = 1,0075$; $\sum \sigma_3^2 = 0,3125$.

Определения прочностных характеристик по выражениям (IV. 14) — (IV. 16) выполняют в следующей последовательности:

$$a = \frac{3 \cdot 1,0075 - 3,09 \cdot 0,75}{3 \cdot 0,3125 - (0,75)^2} = 1,88;$$

$$b = \frac{0,3125 \cdot 3,09 - 0,75 \cdot 1,0075}{3 \cdot 0,3125 - (0,75)^2} = 0,56;$$

$$c = b/2 \sqrt{a} = 5,6/2 \sqrt{1,88} = 0,204 \text{ МПа};$$

$$\varphi = 2 \cdot \arctg \sqrt{a} - 90^\circ = 2 \cdot \arctg \sqrt{1,88} - 90^\circ = 2 \cdot 53^\circ 50' - 90^\circ = 17^\circ 40'.$$

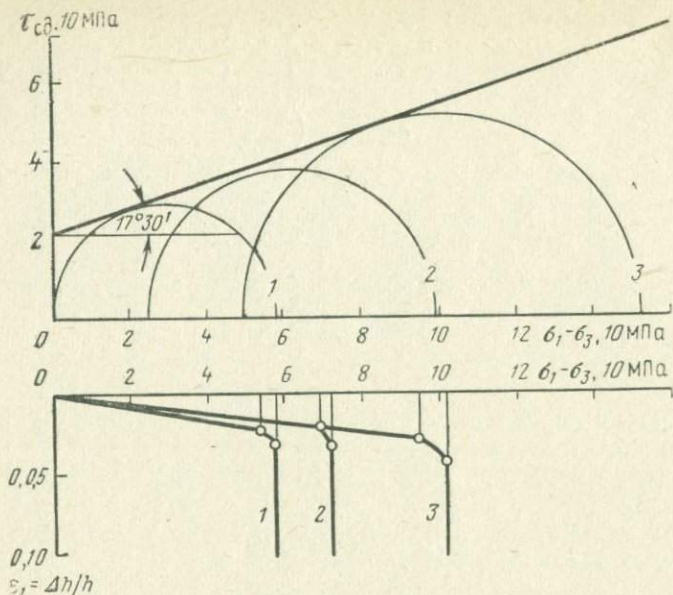


Рис. 80. Результаты испытания образцов глины на стабилометре ГА—3 ЛИИЖТ

1—3 — кривые $\epsilon_1 = f(\sigma_1 - \sigma_3)$ (1 — для $\sigma_3 = 0$; 2 — для $\sigma_3^* = 0,25$ МПа; 3 — для $\sigma_3 = 0,5$ МПа); полукруги предельных нормальных напряжений Мора, построенные по данным табл. 29 и их огибающая

При определении параметров ϕ и c консолидированно-недренированным и неконсолидированно-недренированным методами надо учитывать влияние порового давления на результаты опытов и определять эффективную прочность. В случае консолидированно-недренированного метода наибольшее главное нормальное напряжение σ_1 и разность главных нормальных напряжений — диаметр круга Мора ($\sigma_1 - \sigma_3$) уменьшаются на величину порового давления $[(\sigma_1 - u) - \sigma_3]$ (см. табл. 27). В случае же неконсолидированно-недренированного метода круг напряжений Мора смещается в сторону начала осей координат на величину порового давления u .

При оценке прочности грунта по теории Боткина (гл. II, § 7) число испытываемых образцов и порядок их испытания остаются прежними. В этом случае результаты экспериментов представляют в виде кривой зависимости $\tau_{сд, окт} = f(\sigma_{окт})$.

Для этого по результатам испытания каждого образца из выражений (II. 55) и (II. 54) определяют значения $\sigma_{окт}$ и $\tau_{сд, окт}$ и по их данным строят кривую зависимости $\sigma_{окт} - \tau_{сд, окт}$ (см. рис. 27). Затем графическим и расчетным методами определяют параметры $\phi_{окт}$ и $c_{окт}$, (II. 107) или параметры m и n (II. 106).

Результаты испытания каолинистой глины и суглинка, полученные в ДИИТ М. Н. Гольдштейном, А. Я. Туровской и С. С. Бабицкий [41], приведены на рис. 81.

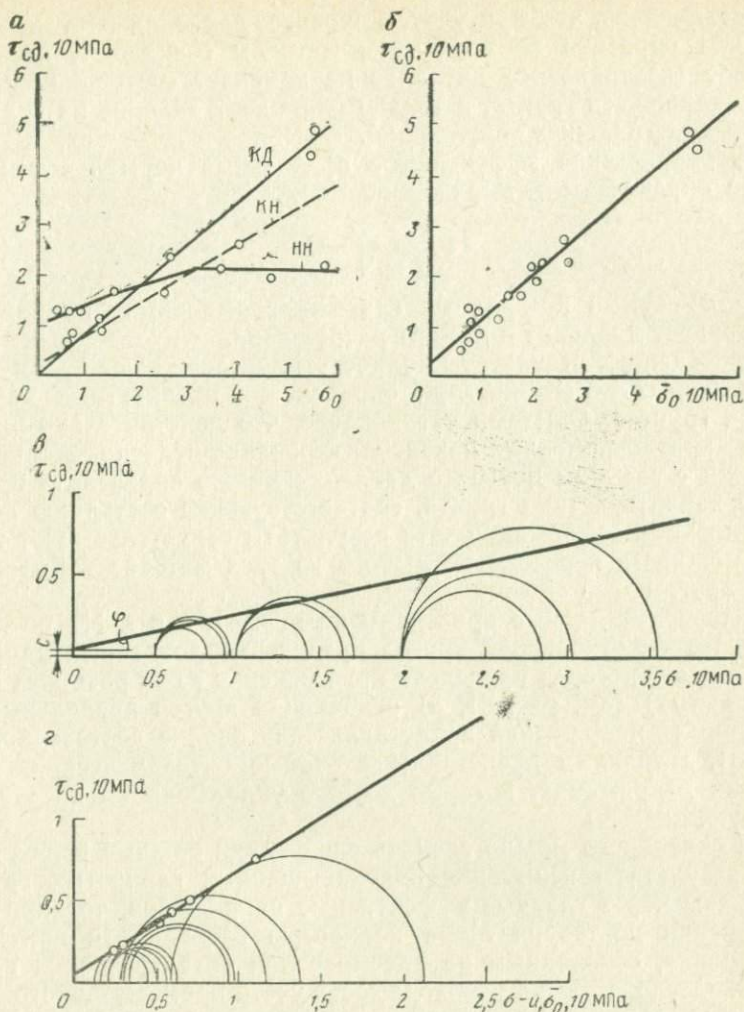


Рис. 81. Результаты испытания на прочность каолинитовой глины (а, б) и суглинка (в, г):

(а — без учета порового давления; б — с учетом порового давления; в — без учета порового давления ($c = 0,005 \text{ МПа}$, $\varphi = 12^\circ$); г — с учетом порового давления ($c = 0,005 \text{ МПа}$, $\varphi = 32^\circ$). Точками показаны напряжения на октаэдрической площадке.

На рис. 81, а приведены огибающие кругов предельных общих (общих) напряжений, полученные по методу неконсолидированно-недренированного (НН), консолидированно-недренированного (КН) и консолидированно-дренированного испытаний образцов. Эти же результаты (см. рис. 81, б) представлены в эффективных нормальных напряжениях на октаэдрической площадке $\sigma_{\text{окт}}$ с учетом порового давления.

Установлено, что при учете порового давления результаты испытания образцов по всем трем методам совпадают, поскольку поровое (нейтральное) давление не изменяет состояния плотности — влажности грунта, а только оказывает влияние на величины главных нормальных напряжений.

Октаэдрические эффективные предельные нормальные напряжения определены по выражению

$$\bar{\sigma}_{\text{окт}} = \frac{\Sigma\sigma}{3} - u, \quad (\text{IV.17})$$

где $\Sigma\sigma$ — сумма предельных главных нормальных напряжений; u — поровое давление в момент разрушения.

Приведенные результаты полностью подтверждают преимущество трехосных испытаний при определении прочностных характеристик грунтов. Опытами установлено, что действительно при помощи кратковременных неконсолидированно-недренированных испытаний с замером порового давления можно определить прочностные характеристики грунта, соответствующие состоянию полной стабилизации деформации. Эти результаты свидетельствуют также о возможности перехода от любого из трех методов испытаний к другим.

Интересные данные приведены на рис. 81, *в* и *г*. На рис. 81, *г* в отличие от огибающей кругов предельных тотальных напряжений Мора (которая проведена приближенно из-за разброса опытных данных) (см. рис. 81, *в*) огибающая кругов предельных эффективных напряжений представляется вполне достоверно. На рис. 81, *г* точками представлены данные октаэдрических касательных напряжений, которые хорошо укладываются на эту огибающую.

Из сказанного можно сделать следующий важный вывод [41]: если результаты испытания водонасыщенных глинистых грунтов выражены через главные эффективные напряжения, то критерий разрушения по теории Мора полностью совпадает с критерием разрушения, основанным на рассмотрении октаэдрических напряжений. Следовательно, необходимость учета промежуточного главного нормального эффективного напряжения отпадает. Именно поэтому авторы указанных исследований называют поровое давление *чувствительным индикатором изменения физического состояния грунта*.

§ 6. ОДНООСНОЕ СЖАТИЕ

Методика испытания. Одноосное сжатие является частным случаем трехосного сжатия и соответствует условию, когда два, из трех, главных нормальных напряжений равны нулю ($\sigma_2 = \sigma_3 = 0$). Указанные испытания, как уже было отмечено выше, можно проводить как на приборах трехосного сжатия (стабилометрах), так и на приборах, предназначенных только для этой цели.

Подготовка грунта, приготовление образцов и проведение опытов при одно- и трехосных испытаниях почти одинаковы. Основной отличительной особенностью их является то, что при одноосных испытаниях образцы не подвергаются предварительному всестороннему сжатию. Кроме того, для исключения высыхания грунта в процессе опыта, помимо резиновой оболочки, образцы покрывают также толстым слоем тавота или технического вазелина.

Перед испытанием определяют начальную влажность ω_0 , начальную объемную массу γ , плотность γ_s и другие показатели физических свойств грунтов. Объемную массу грунта определяют как по объемному методу, так и по методу парафинирования. Линейные размеры образца (высота, диаметр) измеряют штангенциркулем с точностью до 0,1 мм, а массу — до 0,1 г.

Испытания образцов ведут как с управляемой деформацией, так и с управляемой нагрузкой (с заданной скоростью нагружения). В первом случае постоянная скорость деформации образца до его разрушения создается механическим приводом прибора одноосного сжатия (прибор ИГП-10) или испытательной машины, под которой ставят приборы одноосного сжатия (ДИИТ, М-6). Для этой цели используются также испытательные машины Р-0,5 и Р-5 Ивановского завода испытательных машин, снабженные реверсивными механизмами, на которых можно получить необходимые скорости деформации (0,1—2,5 мм/мин). Во втором случае управление нагрузкой осуществляется ручным приводом прибора одноосного сжатия ИГП-10, испытательной машиной или рычажным прессом.

При испытании образцов управляемой деформацией рекомендуется: при хрупком разрушении образца со сколом задать наименьшую скорость деформации (0,1—0,25 мм/мин), а при хрупко-пластичном и пластичном типах разрушения — высшие скорости деформации (до 2,5 мм/мин) [101]. Отметим, что вопрос выбора скорости деформации для определения начальной прочности грунта при одноосном сжатии является весьма важным и подробно рассмотрен в главе V настоящей книги.

Величину разрушающей нагрузки при хрупком (со сколом) разрушении образца определяют по образованию трещины; при хрупко-пластичном и пластичном типах разрушения — по наступлению пластического течения (это свойственно недоуплотненным водонасыщенным грунтам), определяемого началом уменьшения нагрузки после достижения «пикового» значения, и величине «остаточного» напряжения (см. гл. III, § 5).

При испытании образцов управляемой нагрузкой к ним прикладывают ступени нагрузки в размере 8—10% от ожидаемой прочности образца через равные интервалы времени. Образцы испытывают также с приложением очередной ступени нагрузки после условной стабилизации деформации от действия предыдущей. Деформацию образца считают условно стабилизированной при ее скорости, равной 0,01 мм/с.

В процессе испытания определяют продольную Δh и попереч-

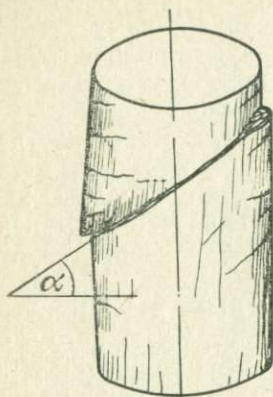


Рис. 82. Схема разрушения цилиндрического образца при одноосном сжатии (по М. Н. Гольдштейну)

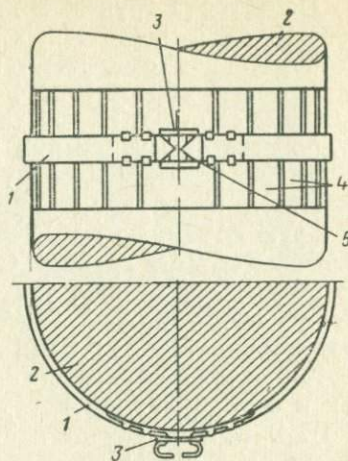


Рис. 83. Поясок для измерения боковых деформаций цилиндрических образцов конструкции ДИИТ

ную Δd деформации образца, а после его разрушения — величину угла α между плоскостью скола и горизонтом (рис. 82). Как правило, продольные деформации измеряют для всей длины образца индикаторами часового типа с точностью 0,01—0,002 мм, а поперечные (боковые) деформации специальными измерительными приспособлениями — индикаторами поперечных деформаций. Для этой цели, в частности, могут быть использованы индикаторы поперечных деформаций конструкции Империял Колледж [10] и измерительные пояски ДИИТ (рис. 83).

Поясок 1 изготовляют из алюминиевой фольги толщиной 0,1 мм, к концам которого прикреплены специальные крючки из тонкой листовой латуни. Поясок надевают на образец 2 с помощью резиновой петли 3, охватывающей его крючки. Резиновая петля стягивает поясок, плотно обхватывающий поверхность образца при любых изменениях размеров поперечного сечения.

Изменение поперечных размеров образца определяют по величине зазора между стрелками двух крючков. Величину зазора между двумя стрелками 5 замеряют отсчетным микроскопом со шкалой на сетке. Для снятия отсчетов микроскоп устанавливают на специальном кронштейне так, чтобы стрелки пояска находились бы в фокусе объектива.

Чтобы избежать погрешности из-за трения пояска о поверхность образца, под пояском помещают прокладки из алюминиевой фольги толщиной 0,01 мм, состоящие из 10—12 полосок 4, разрезанных вдоль образующей цилиндра и наклеенных с помощью тонкого слоя вазелина на поверхности образца по всему периметру (см. рис. 83).

Деформация, определяемая измерительным пояском ДИИТ в π раз больше деформации диаметра образца: $\Delta d = a_1 \cdot a_2 / \pi$, где a_1 — цена деления микроскопа; a_2 — разность отсчетов по микроскопу.

Поперечная относительная деформация образца определяется по следующему выражению [38]:

$$\varepsilon_2 = \frac{a_1 \cdot a_2}{\pi \cdot d}, \quad (\text{IV.18})$$

где d — начальный диаметр образца.

Зная величины относительной продольной деформации $\varepsilon_1 = \Delta h/h$ и относительной поперечной деформации ε_2 , можно определить величину коэффициента поперечной деформации μ (II. 4) и модуль деформации E (II. 3).

Прежде чем перейти к вопросу обработки опытных данных, отметим, что, как и при трехосных испытаниях, результаты измерения продольных деформаций содержат большие систематические погрешности. Последние обусловлены трением, возникающим между торцевыми поверхностями образца и штампами, передающими на образец внешнюю нагрузку. На основании многочисленных опытов автором установлено, что относительные деформации, определенные измерением деформации по всей длине образца, более чем в полтора раза меньше их значений, полученных при их измерении на некоторой базе ($l = 40-50$ мм) в середине образца. Для измерения деформации в середине образца автором использованы оптические приборы — катетометры КМ-6, позволяющие замерять деформации на расстоянии по двум (фиксированным на образце) точкам с точностью до 0,01 мм.

В этом случае относительная деформация на базе l равна $\varepsilon_1 = \Delta l/l$, где Δl — абсолютная деформация на этой же базе l .

Обработка опытных данных. Результаты опытов записывают в журнал одноосного сжатия образцов грунта (табл. 30). Предельные сжимающие напряжения (временное сопротивление сжатию) $\sigma_{1, \text{пр}}$ определяют по соотношению

$$\sigma_{1, \text{пр}} = \frac{P_{\text{пр}}}{F}, \quad (\text{IV.19})$$

где $P_{\text{пр}}$ — предельная (разрушающая) нагрузка; F — площадь среднего поперечного сечения образца в момент разрушения.

Если в процессе испытания поперечную деформацию образца не замеряют, можно приближенно принять, что в случае хрупкого разрушения F равна начальной площади поперечного сечения ($F = F_0$), а в случае хрупко-пластичного и пластичного типов разрушения (с образованием бочка) — по формуле, рекомендуемой Г. К. Бондариком и Л. И. Одиной [11, 101].

$$F = \frac{F_0}{4} \left(3 \cdot \sqrt{\frac{1}{1 - \varepsilon_1}} - 1 \right)^2, \quad (\text{IV.20})$$

где ε_1 — относительная продольная деформация в момент разрушения образца.

По результатам одноосного сжатия глинистых грунтов с малым углом внутреннего трения ($\varphi \approx 0$) по выражению (II. 19) можно определить максимальное касательное напряжение (сопротивление сдвигу $\tau_{сд}$), которое равно величине сцепления (при $\alpha = 45^\circ$)

$$\tau_{\max} = \tau_{сд} = \frac{\sigma_{1, пр}}{2} = c. \quad (IV.21)$$

Приближенное значение угла внутреннего трения φ определяют по выражению

$$\varphi = 2\alpha - 90^\circ, \quad (IV.22)$$

где α — угол между плоскостью скола образца (см. рис. 82) и горизонтом.

Для замера угла α можно использовать угломер конструкции ВСЕГИНГЕО [101].

Сцепление определяют из следующего соотношения:

$$\sigma_3 = \sigma_{1, пр} \cdot \operatorname{tg}^2(45^\circ - \varphi/2) - 2c \cdot \operatorname{tg}(45^\circ - \varphi/2) = 0, \quad (IV.23)$$

откуда

$$c = \frac{\sigma_{1, пр}}{2} \operatorname{tg}(45^\circ - \varphi/2). \quad (IV.24)$$

Определение прочностных и деформационных характеристик глинистых грунтов методом одноосного сжатия в силу своей про-

Таблица 30

Журнал одноосного сжатия образцов грунтов

1. Общие сведения о грунте

Грунт	Размеры образца			Масса образца g	Объемная масса γ , г/см ³	Плотность γ_s , г/см ³	Влажность w , %	Коэффициент пористости e	База измерения деформации l , мм	a_1 , мм	a_2	α	φ°	c , МПа
	высота h , мм	диаметр d , мм	объем V , см ³											

2. Результаты испытания

Пределная нагрузка $R_{пр}$, Н	Напряжение σ_1 , МПа	Время начала испытания, с	Показания индикатора Δl , мм	Относительная продольная деформация $\epsilon_1 = \frac{\Delta l}{l}$	Разность отсчетов по микроскопу a_2	Относительная поперечная деформация, $\epsilon_2 = \frac{a_1 \cdot a_2}{\pi \cdot d}$	Коэффициент поперечной деформации, $\mu = \frac{\epsilon_2}{\epsilon_1}$	Модуль деформации E , МПа

стоты получает все большее применение на практике. Для обоснования применимости этого метода сопоставляют результаты исследований прочностных свойств образцов методами одноосного сжатия, одноплоскостного и кольцевого среза [106].

В частности, опытами Л. И. Одинцовой и Г. К. Бондарик установлено, что углы внутреннего трения кудинковской, одинцовской и бескудинновской глин естественного сложения, определенные испытанием образцов на одноосное сжатие и одноплоскостной срез на приборе ГПП-30 при почти одинаковой продолжительности испытания ($t \approx 10$ мин), оказались практически равными. Незначительное превышение $\varphi_{сж}$ (определенного одноосным сжатием) над $\varphi_{сд}$ авторы объясняют влиянием торцевых эффектов, имеющих место при испытании образцов диаметром 40 мм и высотой 65 мм ($h/d = 1,5$). Что же касается определения сцепления c , то результаты, полученные одноосным сжатием, эти авторы считают более объективными, поскольку срез по заранее ориентированной плоскости и наличие трения о стенки обойм приводит к занижению величины c .

Нам представляется, что вопрос об определении прочностных (и деформационных) свойств глинистых грунтов методом одноосного сжатия еще до конца не решен, он нуждается в дальнейшей проверке путем широко поставленных испытаний образцов-блинцов на приборах различных конструкций (например, одноплоскостного среза ГПП-30, кручения сплошных образцов М-5, трехосного и одноосного сжатия). Вместе с тем следует отметить, что нельзя чрезмерно увлекаться одноосным сжатием, поскольку для широкого класса глинистых грунтов по этим опытам нельзя четко фиксировать поверхность скольжения и точно установить величину угла α вследствие их пластической деформации с образованием бочка и, следовательно, нельзя определить их прочностные характеристики вообще. Поэтому этот метод, как было отмечено выше, можно использовать для испытания грунтов жесткой консистенции, разрушение которых происходит в виде скола (см. рис. 82).

§ 7. ОПРЕДЕЛЕНИЕ ПРОЧНОСТНЫХ ХАРАКТЕРИСТИК ГРУНТОВ МЕТОДОМ СЖАТИЕ — РАСТЯЖЕНИЕ

Испытания глинистых грунтов методом сжатия — растяжения [143] проводят на приборе ОСР-1 по трем основным схемам нагружения (A , B , B) и одной неосновной (Γ).

По схеме нагружения A создается напряженное состояние, соответствующее простому растяжению ($\sigma_1 = \sigma_2 = 0$, $\sigma_3 < 0$). В этом случае испытывают образцы в форме катушки (см. рис. 75) с соотношением $F_T/F_0 = 2$ при ограничении деформации его боковой поверхности жесткой разъемной обоймой. Условие напряженного состояния образца определяется выражением (IV. 8).

При схеме нагружения B создается трехосное напряженное состояние, характеризующееся числом Лоде $\nu = +1$ ($\sigma_1 = \sigma_2 \neq 0$;

$\sigma_3 < 0$). Компоненты напряжений $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ определяют из следующих выражений:

$$\left. \begin{aligned} \sigma_1 = \sigma_2 = p \\ -\sigma_3 = p \frac{F_T - F_6}{F_6} \end{aligned} \right\} \quad (IV.25)$$

При схеме нагружения *B* создается напряженное состояние, близкое к одноосному сжатию ($\sigma_1 = \sigma_2 > 0; \sigma_3 \cong 0$). Эта схема реализуется испытанием цилиндрических образцов ($F_T/F_6 = 1$). Условие напряженного состояния образца определяется из выражения (IV. 7).

При четвертой (неосновной) схеме нагружения *Г* на трехосное сжатие испытывают цилиндрические образцы ($F_T/F_6 = 1$) при числе Лоде $\nu = +1$ ($\sigma_1 = \sigma_2 \neq 0; \sigma_3 > 0$). Для осуществления этой схемы нагружения к боковым поверхностям и торцам образца раздельно прикладывают гидростатическое давление. Для этого применяют специальные устройства, создающие пригрузку некоторой постоянной величины на торцы образца.

По изложенным выше четырем схемам нагружения можно получить самые различные соотношения главных нормальных напряжений, построить круги предельных нормальных напряжений Мора и их огибающие при числе Лоде $\nu = +1$.

На приборе ОСР-I кроме описанных схем можно осуществить испытание образцов по специальным схемам нагружения с применением полых цилиндрических образцов и образцов в форме катушки. При помощи этих схем нагружения можно создать напряженные состояния, характеризуемые числом Лоде $-1 \leq \nu \leq +1$. Для этого на поверхности и во внутренней полости образца создаются давления различных соотношений и испытываются образцы с различным отношением F_T/F_6 .

Прочностные характеристики грунтов (при нагружении по основным схемам) можно получить испытанием двух образцов с со-

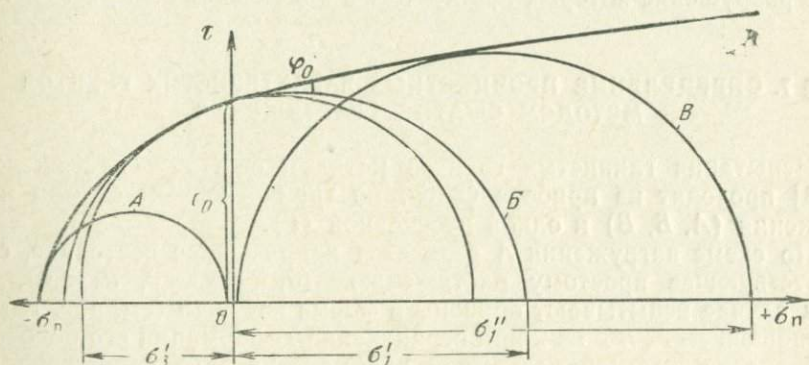


Рис. 84. Полуокружности предельных нормальных напряжений Мора, полученные испытанием образцов на сжатие — растяжение по схемам нагружения *A, B* и *B*, и их огибающая

отношениями $F_T/F_6 = 1$; $1 \leq F_T/F_6 \leq 2$. В этом случае параметры сопротивления грунта сдвигу определяют из следующих выражений:

$$c = \frac{\sigma_1''}{2} \sqrt{\frac{\sigma_3'}{\sigma_1' - \sigma_1''}}; \quad (IV.26)$$

$$\sin \varphi = \frac{(\sigma_1'' - \sigma_1') + \sigma_3'}{(\sigma_1'' - \sigma_1') - \sigma_3'}, \quad (IV.27)$$

где σ_1' и σ_3' — напряжения, полученные при испытании образца с соотношением $2 > F_T/F_6 > 1$; σ_1'' — то же самое, при испытании образца с соотношением $F_T/F_6 = 1$.

Полукруги предельных главных нормальных напряжений Мора, построенные на основании данных испытания образцов по указанным двум схемам нагружения *Б* и *В*, а также по схеме *А*, показаны на рис. 84, на котором приводится также огибающая кругов предельных нормальных напряжений.

ДЛИТЕЛЬНАЯ ПРОЧНОСТЬ ГЛИНИСТЫХ ГРУНТОВ

§ 1. ВВЕДЕНИЕ

Вопрос о влиянии скорости приложения и длительности действия уплотняющих и сдвигающих напряжений на прочностные свойства глинистых грунтов является одним из основных и вместе с тем спорных в реологии грунтов [40, 67, 87]. Поэтому при изложении методов исследования начальной прочности глинистых грунтов при простом сдвиге (см. гл. III, § 5—7), трех- и одноосном сжатии (см. гл. IV, § 5, 6) мы сознательно обошли этот вопрос, так как он нуждается в специальном и более обстоятельном рассмотрении.

Из изложенного в главах III и IV материала известно, что изменение прочности глинистых грунтов во времени, т. е. длительная прочность, зависит от скорости, величины и длительности действия как нормальных (уплотняющих), так и касательных напряжений.

Длительная прочность обусловлена следующими двумя факторами, которые, вообще говоря, проявляются в самых различных сочетаниях: а) характером возникновения и изменением во времени избыточного давления в поровой воде водонасыщенного грунта; б) ползучестью скелета водонасыщенного и неводонасыщенного грунтов.

Величина и характер изменения во времени избыточного давления в поровой воде при всех равных условиях зависят от размеров образца или массива, т. е. от масштабного фактора. Это означает, что полученные в лабораторных условиях результаты не могут быть непосредственно перенесены в натуру. Для такого переноса следует заранее определять величину и закономерности изменчивости во времени избыточного давления в поровой воде в данной точке массива методами теории уплотнения водонасыщенных глинистых грунтов с учетом факторов фильтрации, ползучести скелета, сжимаемости поровой жидкости и т. п. [64, 150, 156]. Отсюда следует также, что при возникновении избыточного давления в поровой воде водонасыщенного глинистого грунта нельзя сопоставлять экспериментальные данные, полученные из испытания образцов различных размеров. Для их сопоставления необходимо исключить влияние избыточного давления в поровой воде на прочностные свойства и выразить все показатели прочности через эффективные напряжения, т. е. напряжения, воспринимаемые скелетом грунта. При таком подходе к рассмотрению результатов экспериментальных исследований будет исключен один из источников ошибок, приводящий к противоречивым мнениям

специалистов в вопросе о длительной прочности (сопротивления сдвигу) водонасыщенных глинистых грунтов.

Таким образом, зависимость прочности глинистых грунтов от длительности действия нагрузок необходимо, как и в случае их уплотнения [151], относить к скелету. Тогда длительной прочностью глинистых грунтов будет называться изменяемость их прочности во времени вследствие протекания деформации ползучести под длительным действием напряжений.

Для установления влияния длительности действия нагрузок — длительности деформирования на прочностные свойства скелета водонасыщенных и неводонасыщенных глинистых грунтов в чистом виде, т. е. без влияния побочных факторов (избыточного давления в поровой воде, ползучести скелета, деформации уплотнения и т. п.), должны испытываться консолидированные (нормально уплотненные) и переуплотненные образцы в условиях свободного дренирования (оттока поровой воды при приложении сдвиговых напряжений). Очевидно, что для исключения влияния фактора избыточного давления в поровой воде на прочность грунта лучше всего испытать тонкие кольцевые или сплошные образцы на приборах кручения [89, 96]. Отсутствие избыточного давления в поровой воде при проведении опытов на сдвиг (кручение) следует контролировать приборами замера порового давления (см. гл. III, § 8).

Разумеется, изложенное выше ни в коей степени не исключает возможность испытания грунтов на трехосное сжатие. Однако при этих испытаниях замеры давления в поровой воде как при всестороннем сжатии, так и при возрастании разности главных нормальных напряжений (см. гл. IV, § 1) должны быть выполнены с большой тщательностью не только у торцов, но и в середине образца. Несколько хуже обстоит дело с испытанием образцов водонасыщенного глинистого грунта на одноосное сжатие, поскольку возникающие в этом случае давления в поровой воде распределены по объему образца неравномерно, что затрудняет оценку их влияния на прочность. Ясно, что необходимость замера порового давления при испытаниях образцов на трехосное и одноосное сжатие существенно усложняет как эксперимент, так и обработку опытных данных.

При исследовании изменяемости сопротивления грунта сдвигу $\tau_{сд}$ во времени различаются следующие основные показатели.

1. *Мгновенное* $\tau_{мгн}$, или *начальное* $\tau_{нач}$, *сопротивление грунта сдвигу* определяют кратковременным испытанием образцов грунта на сдвиг, трех- или одноосное сжатие [99] при быстром приложении (с интервалом 5—10 с) ступеней нагрузок, примерно равным 8—10% от ожидаемой величины прочности [36]. Величину ступени выбирают с таким расчетом, чтобы время испытания образца было примерно равно 1 мин.

2. *Длительное сопротивление грунта сдвигу* $\tau_{дл}$ — это предельное постоянное касательное напряжение, исчерпывающее прочность грунта при данной длительности его действия.

3. *Предельно длительное сопротивление грунта сдвигу $\tau_{пр}$* . Это то напряжение, под действием которого никогда не исчерпывается прочность грунта [96, 99].

К указанным выше определениям следует добавить и стандартное [127] сопротивление грунта сдвигу $\tau_{ст}$, которое определяют испытанием образцов при переменной скорости приложения равных ступеней касательного напряжения — по методу затухающих деформаций [60, 87, 127] (см. гл. III, § 6). Оно относится к категории начального сопротивления сдвигу.

Аналогичным образом подразделяется и прочность грунта, определяемая методами одно- и трехосного сжатия при ее зависимости от длительности действия нагрузок.

Кривая зависимости сопротивления сдвигу (прочности) глинистого грунта от времени называется кривой длительного сопротивления сдвигу (длительной прочностью). Определение такой кривой можно выполнить двумя методами: 1) испытанием образцов-близнецов на сдвиг (срез), трех- или одноосное сжатие при различных скоростях приложения нагрузок и 2) параллельным испытанием образцов-близнецов под действием различных по величине постоянных нагрузок.

1. *Испытание образцов-близнецов при различных скоростях приложения нагрузок*. В данном состоянии плотности — влажности грунта, характеризуемого при трехосном сжатии величиной всестороннего давления σ_3 , а при простом сдвиге уплотняющей нагрузкой σ_z , испытывают несколько образцов-близнецов под действием нагрузок, возрастающих равными ступенями, через равные интервалы времени. Для получения различных скоростей нагружения изменяют интервалы приложения ступеней нагрузок от 5 до нескольких дней. С целью сопоставления определяют также стандартную прочность (сопротивление сдвигу по ГОСТу 12248—66) методом затухающих деформаций [60, 87].

Результаты испытания каждого образца записывают в журнал определения сопротивления грунта сдвигу (см. табл. 9) или прочности (см. табл. 26—28). Из каждого опыта определяют длительность его при данной скорости и прочность (сопротивление сдвигу)

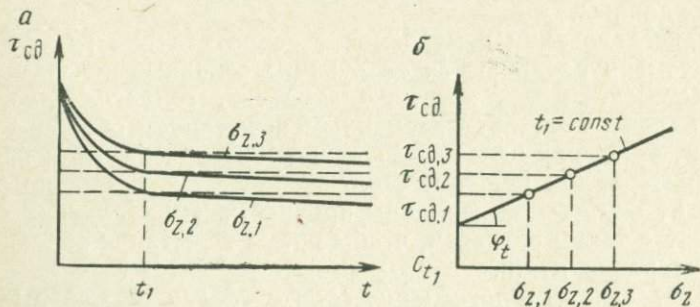


Рис. 85. Семейство кривых $\tau_{сд} \rightarrow t$ при различных значениях σ_z (а) и $\tau_{сд} \rightarrow \sigma_z$ при одном значении времени продолжительности действия σ_z (б)

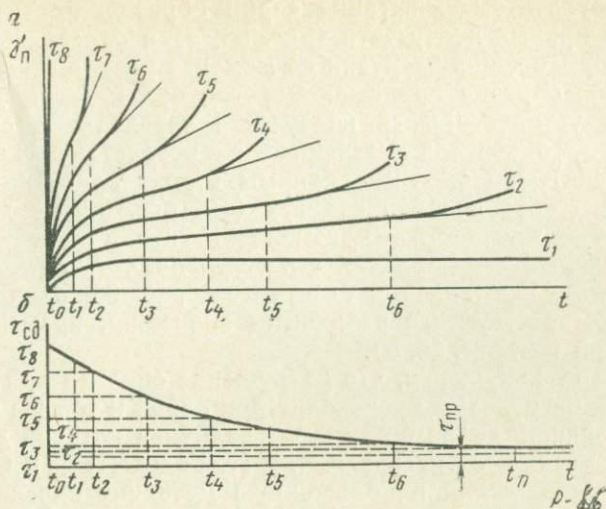


Рис. 86. Семейство кривых ползучести (а) и кривая длительного сопротивления сдвигу (б)

грунта. Имея данные испытаний четырех-пяти образцов-близнецов при четырех-пяти скоростях нагружения, строят кривую длительной прочности (длительного сопротивления сдвигу).

Для определения зависимости прочности грунта от плотности — влажности испытывают не менее трех серий образцов-близнецов при различных значениях гидростатического давления σ_3 или уплотняющей нагрузки σ_2 . По результатам испытаний строят семейство кривых длительной прочности (сопротивления сдвигу) (рис. 85, а). Трансформируя полученное семейство кривых $\tau_{сд} - t$ в семейство $\tau_{сд} - \sigma_2$, можно получить диаграммы сдвига при любых значениях времени t действия сдвигающей нагрузки.

2. *Метод параллельного испытания серий образцов-близнецов при различных уровнях постоянного напряжения* (метод испытания образцов на ползучесть). Испытывают на ползучесть несколько пар образцов-близнецов (при двукратном повторении опыта) данного состояния плотности — влажности грунта. Испытанием пары образцов-близнецов определяют начальную (мгновенную или стандартную) прочность (сопротивление сдвигу), а остальные образцы попарно нагружают постоянными, но различными по величине нагрузками (касательными напряжениями), которые составляют некоторую долю (40, 50, 60, 70, 80, 90 и 95%) от значения начальной прочности (сопротивления сдвигу) грунта.

Результаты испытания записывают в журнал испытания грунта на сдвиг (см. табл. 9), трех- (см. табл. 26—28) и одноосное сжатие (см. табл. 30).

По результатам испытания серии образцов-близнецов строят семейство кривых ползучести (рис. 86, а) и определяют время от момента приложения нагрузки до момента разрушения. За момент разрушения образца принимают время, при котором деформация из стадии установившейся ползучести переходит в стадию прогрессирующего течения — течения с возрастающей скоростью (разрушения). По опытным данным строят кривую длительной прочности (сопротивления сдвигу) (см. рис. 86, б) для данного его состояния плотности — влажности грунта, а по результатам испытания грунта в нескольких его состояниях — семейство кривых длительного сопротивления сдвигу (см. рис. 85, а) и диаграммы сдвига, соответствующие различным значениям времени действия напряжений (см. рис. 85, б).

Исходя из допущения, что разрушение образца при сжатии постоянными нагрузками происходит при одной и той же относительной предельной деформации $\epsilon_{п, пр}$, величина которой для данного грунта не зависит от нагрузки, М. Н. Гольдштейн и С. С. Бабицкая [36] предложили приближенную методику определения длительной прочности грунта испытанием одного образца на одно- и трехосное сжатие при ступенчатом приложении нагрузки.

Суть метода заключается в том, что из испытания одного образца определяют прочность R и предельную деформацию образца $\epsilon_{п, пр}$, а уравнение деформации его ползучести записывается в виде

$$\epsilon_{п} = A \cdot \sigma^n \cdot t^m, \quad (V.1)$$

где A , n и m — параметры, определяемые из опыта.

Подставляя в выражение (V. 1) $\epsilon_{п, пр}$ вместо $\epsilon_{п}$ и R вместо σ , получим

$$R = \sqrt[n]{\frac{\epsilon_{п, пр}}{A \cdot t^m}}. \quad (V.2)$$

Задаваясь величиной t , определяют соответствующее значение длительной прочности $R_{дл}$ и строят кривую (график) длительной прочности. Параметры A , m и n определяют методом спрямления кривых деформация — время (при $\sigma = 0,1$ МПа) и деформация — напряжение (при $t = 1$ день) в соответствующих логарифмических координатах [38].

Изменение сопротивления сдвигу в зависимости от продолжительности действия касательного напряжения можно, в частности, определить по следующему выражению:

$$\tau_{дл} = \tau_{пр} + \frac{\alpha}{\beta + t^m}, \quad (V.3)$$

где $\tau_{пр}$ — предельно длительное сопротивление сдвигу; α , β , m — параметры, определяемые из опыта; t — время.

Для аппроксимации кривой длительной прочности М. Н. Гольдштейн, С. С. Бабицкая и В. А. Мизюмский [38] предлагают использовать соотношение.

$$R_{\text{дл}} = B + D \cdot t^{-c}, \quad (\text{V.4})$$

где B — предельно длительная прочность; D и c — параметры, определяемые из опыта.

§ 2. СУЩЕСТВУЮЩИЕ ПРЕДСТАВЛЕНИЯ О ПРИРОДЕ ИЗМЕНЯЕМОСТИ ПРОЧНОСТИ ГЛИНИСТЫХ ГРУНТОВ ВО ВРЕМЕНИ

Первые исследования по влиянию скорости приложения нагрузки (длительности испытания) на сопротивление глинистого грунта сдвигу выполнены в 30-х годах Н. П. Анаховым [2], К. Терцаги [195] и Х. Тидеманом [196]. Аналогичные исследования в дальнейшем проведены А. А. Ничипоровичем [105], Н. Н. Масловым [81], В. В. Охотиным и Г. Ф. Богдановым [108], Я. Л. Коганом и А. Н. Чухровой [66], С. Р. Месчаном [87—91], В. В. Жихович [60, 61], Р. Э. Дашко [49], А. В. Скемптоном и П. Ларошель [136], М. Н. Гольдштейном и С. С. Бабицкой [43] и др. Изменяемость прочности грунта при различных режимах нагружения методом трехосного сжатия исследована Л. Бьеррумом, Н. Симонсом и Д. Тарблебом [167].

На основании исследований Н. П. Анахова установлено возрастание $\tau_{\text{сд}}$ примерно в два раза при увеличении скорости сдвига (среза) от 0,8 до 88 мм/мин, а по данным А. А. Ничипоровича возрастание сопротивления грунта сдвигу имеет место при скоростях среза 80—120 мм/мин, тогда как при малых скоростях среза $\tau_{\text{сд}}$ изменяется незначительно. Здесь заслуживает особого внимания установленный А. А. Ничипоровичем факт, что изменение $\tau_{\text{сд}}$ обусловлено не возникновением избыточного или отрицательного давления в поровой воде в процессе уплотнения или разбухания грунта при сдвиге, а зависимостью вязкого сопротивления от величины скорости среза.

По данным К. Терцаги, при малых нормальных давлениях увеличение скорости среза вызывает резкое возрастание $\tau_{\text{сд}}$, а при больших давлениях — наоборот. По Х. Тидеману, при увеличении длительности среза от 9 ч до 16 дней $\tau_{\text{сд}}$ возрастает весьма незначительно (на 5—8%).

Изложенное выше позволяет заключить, что при увеличении длительности (уменьшении скорости) среза обнаруживается не только уменьшение, но и увеличение сопротивления грунта сдвигу. Качественно аналогичные результаты получены и другими исследователями [49, 60, 66, 87, 108].

Определение длительной прочности по методу испытания образцов на ползучесть под действием различных по величине постоянных нагрузок было проведено впервые Н. А. Цытовичем [154] и М. Н. Гольдштейном [32] в связи с изучением прочности мерзлых грунтов. Исследования длительной прочности мерзлых грунтов в дальнейшем были проведены также С. С. Вяловым [19—22, 119] совместно со своими сотрудниками, С. Е. Гречищевым [47] и др.

Первые исследования длительной прочности обычных (немерзлых) глинистых грунтов принадлежат А. Казагранде и С. Уилсону

[172], а также Р. Хефели [175], которые испытывали образцы на одно-, трехосное сжатие и кольцевой срез. В опытах А. Казагранде и С. Уилсона, которые проводились на приборах трехосного сжатия по закрытой системе, разрушение образцов зафиксировано при напряжениях, составляющих 80—40% от их предельных значений (определенных испытанием образцов на сжатие в течение 15 мин). Опыты Р. Хефели по испытанию образцов на трех- и одноосное сжатие показали увеличение начальной прочности грунта на 20—30%, а на кольцевой срез — отсутствие существенного влияния на сопротивление сдвигу продолжительности опыта.

В дальнейшем обширные работы по исследованию длительной прочности были выполнены как в СССР, так и за рубежом. Не останавливаясь на изложении результатов работ отдельных авторов, отметим только, что в одних работах выявлено уменьшение начального сопротивления сдвигу (начальной прочности) на 40—50% [19, 35, 102, 183], а в других работах установлена независимость прочностных свойств глинистых грунтов от длительности действия постоянных нагрузок или же некоторое их повышение.

Чтобы получить представление о характере изменчивости сопротивления глинистых грунтов сдвигу, рассмотрим кривые зависимости сопротивления сдвигу от его деформации, полученные испытанием образцов различных грунтов при постоянных скорости деформации и величине уплотняющей нагрузки [42, 198].

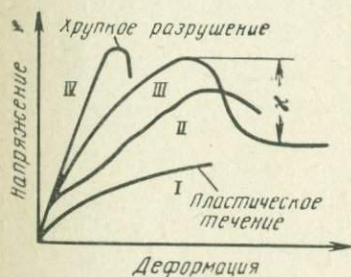


Рис. 87. Характерные кривые напряжение — деформация для грунтов с различными характеристиками основной глинистой массы, по Д. Тролопу и С. Чэну:

I — чистая глина; II и III — смеси песка и глины низкой и средней чувствительности; IV — глинистые грунты полутвердой и твердой консистенции. x — потеря прочности основной глинистой массы — увеличение трения между частями

Эксперименты показывают, что характер кривых сопротивление сдвигу — деформация зависит от физических и механических свойств грунтов. Например, кривая I (рис. 87) соответствует «чистой» глине низкого структурного порядка [198] (нормально уплотненная глина пластичной консистенции, не обладающая сцеплением упрочнения) [66]; кривые II и III соответствуют смесям песка, пыли и глины, обладающим низким и средним структурными порядками (глины переуплотненные, тугопластичной консистенции), и, наконец, кривая IV соответствует глинистым грунтам, обладающим высоким структурным порядком (структурной прочностью), находящимся в полу-

твердом и твердом состоянии (см. гл. I, § 5).

Рассмотрение кривых рис. 87 показывает, что деформация пластичного грунта (кривая I) в отличие от грунтов тугопластичной консистенции (кривые II и IV) не сопровождается понижением прочности. С ростом деформации прочность грунта тугопластичной

консистенции вначале повышается до максимума — «пикового» значения, а затем понижается до некоторой постоянной величины, называемой установившимся или «остаточным» сопротивлением сдвигу (прочностью). Наблюдаемое изменение сопротивления сдвигу объясняется потерей прочности основной глинистой массы (разрушением структуры) и увеличением трения между частицами крупных размеров вследствие образования зернистой структуры, стабилизированной глинистой массой [198] (см. гл. I, § 4). Что же касается кривой, соответствующей грунтам полутвердой и твердой консистенции, то она свидетельствует о хрупком разрушении материала при достижении деформации определенной величины.

Для установления мгновенного, предельно длительного сопротивления сдвигу и медленной пластической деформации скрытопластичных глинистых грунтов Н. Н. Маслов [81] представил выражение (II. 96) в следующем виде:

$$\tau_{сд, w} = \sigma_z \cdot \operatorname{tg} \varphi_w + c_w, \quad (V.5)$$

где φ_w и c_w — зависящие от плотности — влажности грунта угол внутреннего трения и полное сцепление;

$$c_w = \Sigma_w + c_c, \quad (V.6)$$

где Σ_w — связанность грунта, обусловленная тиксотропно-коагуляционной структурой грунта при влажности w ; c_c — структурное сцепление (сцепление упрочнения, по Н. Я. Денисову [52]), обусловленное возникновением конденсационной структуры (см. гл. I, § 4).

Причину изменения сопротивления глинистых грунтов сдвигу в процессе ползучести Н. Н. Маслов [84] видит в нарушении жестких структурных связей c_c при достаточно больших деформациях сдвига ($c_c = 0$).

В соответствии с изложенным длительная прочность (сопротивление сдвигу) скрытопластичных и пластичных грунтов будет определяться выражениями (V. 7) и (V. 8) соответственно [84]:

$$\tau_{пр}(t = \infty) = \sigma_z \cdot \operatorname{tg} \varphi_w + \Sigma_w, \quad (V.7)$$

$$\tau_{пр}(t = \infty) = \Sigma_w. \quad (V.8)$$

Такая трактовка снижения сопротивления глинистого грунта сдвигу безусловно является правильной.

Отметим, что к скрытопластичным Н. Н. Маслов [82] относит глинистые грунты, сопротивление сдвигу которых зависит от увлажнения и определяется выражением (V. 5). К пластичным грунтам относятся молодые тяжелые суглинки и глины, обычно в мягкопластичной консистенции, сопротивление сдвигу которых в основном обусловлено связностью $\tau_{сд} = \Sigma_w$, а структурное сцепление и сила трения практически равны нулю ($c_c = 0$, $\varphi = 0$).

В зарубежных работах, опубликованных значительно позже, в частности в докладах на IV международном конгрессе по меха-

нике грунтов и фундаментастроению (Лондон, 1957 г.), приводятся соображения о возможности обращения полного сцепления c (по Н. Н. Маслову, $c_w = \sum w + c_c$) в нуль и необходимости исключения этой величины при оценке длительной прочности грунтов [176, 198].

Сопоставляя диаграммы сдвига переуплотненной лондонской глины, построенные по данным «пиковых» и «остаточных» значений сопротивления грунта сдвигу, А. В. Скемптон [137] отмечает, что при переходе от максимальной («пиковой») прочности к минимальной («остаточной») сцепление практически становится равным нулю. При этом он считает, что возможно снижение угла внутреннего трения от 1 до 10°. В доказательство этому А. В. Скемптон приводит результаты испытания на одноплоскостной срез образцов глины из Уолон-Вуд в виде пасты и естественного сложения, показывающие практическое равенство их остаточных (минимальных) значений сопротивления сдвигу.

Таким образом, понижение мгновенной прочности (сопротивления сдвигу) при увеличении деформации присуще грунтам, обладающим повышенной структурной прочностью — сцеплением упрочнения и является результатом разрушения их структуры. Следовательно, под предельно длительной прочностью глинистого грунта следует понимать предельное касательное напряжение, при котором наступает максимально возможное нарушение структуры, оставшейся при меньших нагрузках практически ненарушенной [36, 59]. Однако следует отметить, что длительная прочность в значительной степени зависит от скорости проведения опыта. В зависимости от скорости нагружения один и тот же грунт может обладать свойствами, характерными как для хрупкого, так и пластического разрушения.

Понижение начальной (мгновенной) прочности глинистых грунтов вследствие ползучести некоторыми авторами [35, 183, 193, 198] объясняется тем, что при напряжениях, меньших предельного, разрушается больше связей между частицами, чем образуется вновь. Указанное явление объясняется также изменением сложения глинистых частиц — их ориентировкой параллельно поверхности скольжения и увеличением влажности в зоне сдвига вследствие миграции поровой воды из менее деформированных участков [25, 31, 136].

Ориентация частиц приводит к увеличению сил отталкивания и возникновению отрицательного порового давления, вследствие чего к ним подтягивается вода из ближайших участков, возрастает влажность зоны сдвига и уменьшается сцепление. И поскольку ориентация происходит постепенно во времени, увеличение длительности действия нагрузки приводит к снижению длительной прочности грунта [37]. Отрицательное поровое давление увеличивает внутреннее трение, так как складывается с внешним нормальным напряжением и с давлением массы грунта.

Другие авторы [67, 151] считают, что реориентация частиц грунта, связанная с разрушением хрупких связей, заканчивается в

первой стадии деформирования — стадии затухающей ползучести (см. рис. 19). В стадии установившейся ползучести разрушение связей полностью компенсируется возникновением новых. А это означает, что третья стадия деформации ползучести (стадия прогрессирующего течения, разрушения) после стадии установившейся ползучести не должна наступать вообще. Тем самым эти авторы полностью отрицают возможность какого-либо снижения прочности (сопротивления сдвигу) глинистых грунтов. Затухающий характер кривой ползучести в первой стадии деформирования считается обусловленным упрочнением грунта вследствие ориентировки частиц и преобладанием процесса установления новых связей между частицами.

Разрушение образцов при нагрузках, меньших «стандартного» сопротивления сдвигу, Я. Л. Коган и В. А. Иоселевич [67] объясняют условиями их испытания в приборах одно-, трехосного сжатия и прямого сдвига. В последнем случае, по их мнению, имеет место уменьшение площади сдвига, которое выполняет ту же самую роль, какую выполняет образование шейки при испытании металлов на растяжение. Поэтому для указанных исследований они рекомендуют использовать приборы вращательного (кольцевого) среза.

Снижение прочности водонасыщенных глинистых грунтов во времени В. А. Флорин [151] объясняет условиями испытаний в закрытой системе, соответствие которых естественным условиям является маловероятным. Однако опубликовано несколько работ, авторы которых ставят под сомнение влияние порового давления на сопротивление глинистых грунтов сдвигу.

Опыты Л. Бьеррума, Н. Симонса и Д. Тарблеба [167] показывают, что при испытании цилиндрических образцов в закрытой системе с нарастанием времени разрушения (длительности испытания) прочность грунта падает, а коэффициент порового давления (в момент разрушения) несколько возрастает. Авторы считают, что зафиксированное нарастание коэффициента порового давления недостаточно для объяснения наблюдаемого уменьшения сопротивления сдвигу во времени. Снижение прочности образцов они считают результатом уменьшения истинного сцепления или истинного угла внутреннего трения во времени. Независимость τ_{ca} от длительности дренированных испытаний (открытая система) объясняют компенсацией снижения сцепления и трения, нарастанием во времени сопротивления сдвигу вследствие уменьшения влажности в течение опыта.

Н. Я. Денисов [52] повышение прочности глинистых грунтов при увеличении нормального давления связывает не с повышением внутреннего трения, а с увеличением плотности и сцепления между частицами (первичное сцепление, по Н. Я. Денисову, сила связности, по Н. Н. Маслову). И поскольку деформация уплотнения в основном имеет необратимый характер, уменьшение нормального напряжения вследствие действия порового давления не сказывается на начальных прочностных свойствах грунтов [54]. А. Каза-

гранде и его коллеги считают, что сопротивление насыщенной однородной глины зависит только от влажности испытанной глины при разрушении. Опыты показывают, что сопротивление $\tau_{сд}$ практически не зависит от главного среднего напряжения или давления воды в порах и метода испытания, опыты не дают окончательных результатов для частично насыщенных связанных грунтов [189].

Известно, что возникновение избыточного давления в поровой воде может быть обусловлено как уплотнением вследствие действия внешней нагрузки, так и изменением режима грунтовых вод, т. е. причинами, не зависящими от внешней нагрузки.

В первом интересующем нас случае проявление избыточного давления в поровой воде связано с частичным или полным восприятием поровой водой внешней нагрузки. Если за начальное состояние грунта (обуславливающую его прочность) считать момент приложения избыточной (сверх бытовой) внешней нагрузки, то величина избыточного давления в поровой воде будет определяться только ее величиной. Следовательно, как справедливо отмечает Я. Л. Коган [68] и М. Е. Харр [152], избыточное давление в поровой воде не приведет к увеличению физико-химического взаимодействия между частицами в условиях закрытой системы, поскольку не будет изменено начальное эффективное давление. Поэтому избыточное давление в поровой воде не может снизить начальное сопротивление грунта сдвигу, которое всецело зависит от его плотности в момент приложения внешней (избыточной) нагрузки.

Действительно, даже если представить, что внешняя нагрузка целиком передается поровой воде ($u = \sigma_z$), то и в этом случае начальная прочность грунта не изменится, она останется такой, какой была до приложения избыточной (сверх бытовой) внешней нагрузки. Следовательно, при испытании полностью насыщенных не сжимаемой водой образцов на трехосное сжатие по закрытой системе (в условиях немедленной и полной передачи внешней нагрузки на поровую воду) определяется прочность, соответствующая состоянию грунта до приложения внешней нагрузки. Поэтому изменимость прочности грунта от длительности приложения разности главных напряжений $\Delta\sigma_1 = \sigma_1 - \sigma_3$ будет соответствовать изменению первоначальной прочности грунта, а кривая длительной прочности расположится ниже кривой, определенной испытанием образцов по открытой системе [140].

В случае сжимаемости поровой воды вначале будет иметь место некоторое уплотнение и увеличение первоначальной прочности грунта. Однако по мере передачи части внешней нагрузки на поровую воду будет наблюдаться снижение прочности грунта во времени до стабилизации избыточного давления в поровой воде. Очевидно, что ввиду частичной необратимости деформации уплотнения минимальное значение прочности будет выше, чем начальная прочность, которой обладал грунт до приложения избыточного (сверх бытового) напряжения. Поскольку повышение давления в поровой воде является длительным процессом, по всей вероятности этим

можно объяснить наблюдаемое в лабораторных условиях и в натуре разрушение грунтов по истечении определенного промежутка времени после их нагружения. Аналогичная картина будет наблюдаться и при испытании грунтов с небольшим содержанием газа по закрытой системе.

Возможность рассеивания во времени избыточного давления в поровой воде приведет к постепенному повышению эффективного напряжения — к уплотнению грунта, повышению его начальной прочности в результате интенсификации коллоидно-химического взаимодействия между частицами [54] и увеличения суммарной площади контактов в зоне деформации [68].

§ 3. ВЛИЯНИЕ ДЛИТЕЛЬНОСТИ СРЕЗА НА СОПРОТИВЛЕНИЕ ГЛИНИСТЫХ ГРУНТОВ СДВИГУ

Длительную прочность глинистых грунтов определяют испытанием нескольких образцов-близнецов при различных значениях постоянных напряжений (сжимающих при одноосном и трехосном сжатии, касательных при простом сдвиге — срезе), не превышающих их начальную (кратковременную) прочность (сопротивление сдвигу). Для установления характера зависимости прочности материала от длительности действия t постоянного напряжения данные, полученные из длительных опытов, сопоставляют с начальной прочностью (сопротивлением сдвигу) грунта, определенной по той или иной методике.

Начальную прочность $\sigma_{нач}$ (сопротивление сдвигу $\tau_{нач}$) в разных лабораториях определяют различными методами, отличающимися друг от друга длительностью разрушения (среза) образцов. Во избежание возможной путаницы при оценке длительного сопротивления сдвигу (прочности) и для сопоставления данных, полученных различными методами, необходимо знать влияние длительности испытания на прочностные характеристики грунтов. Это позволит одновременно получить кривую длительной прочности и оценить зависимость прочности (сопротивления сдвигу) глинистых грунтов от времени действия внешней нагрузки методом испытания образцов-близнецов при различных скоростях приложения напряжений.

Ниже приведены результаты наших исследований, проведенных на одноплоскостных срезных приборах Маслова — Лурье и приборах среза кольцевых образцов НИС Гидропроекта (см. гл. III, § 3). На одноплоскостной и кольцевой срез испытаны образцы разрушенного сложения трех глинистых грунтов: суглинка, глины и часовярской глины (табл. 31).

На каждом приборе грунты испытаны двумя сериями, при пяти или шести режимах нагружения и двух-трех значениях их высоты. Чтобы исключить влияние уплотнения на прочностные свойства грунтов, опыты проведены консолидированно-дренированным и консолидированно-недренированным (ускоренный сдвиг) методами испытаний (см. гл. III, § 6, 7).

Показатели физических свойств грунтов

Номер грунта	Наименование	Плотность, г/см ³	Влажность, %	Объемная масса, г/см ³	Пределы пластичности, %		
					w_L	w_p	I_p
2-57	Суглинок	2,66	31,7	1,82	31,3	18,6	12,7
4-57	Глина	2,70	42,5	1,78	41,2	23,2	18,0
6-57	Глина часоваярская	2,65	57,4	1,59	59,1	21,2	37,9

Общим у использованных методов [10, 39] является испытание образцов после полной стабилизации деформации от предварительно уплотняющей нагрузки, а различаются они скоростью приложения сдвигающих напряжений. В случае ускоренного (консолидированно-недренированного) метода испытания образцов практически невозможны отток поровой воды и рассеивание избыточного давления, возникающего в ней при сдвиге. Следовательно, на основании изложенного выше, можно заключить, что полученные в указанных условиях показатели будут характеризовать прочностные свойства грунта, соответствующие состоянию его плотности — влажности после завершения предварительного уплотнения. Этого

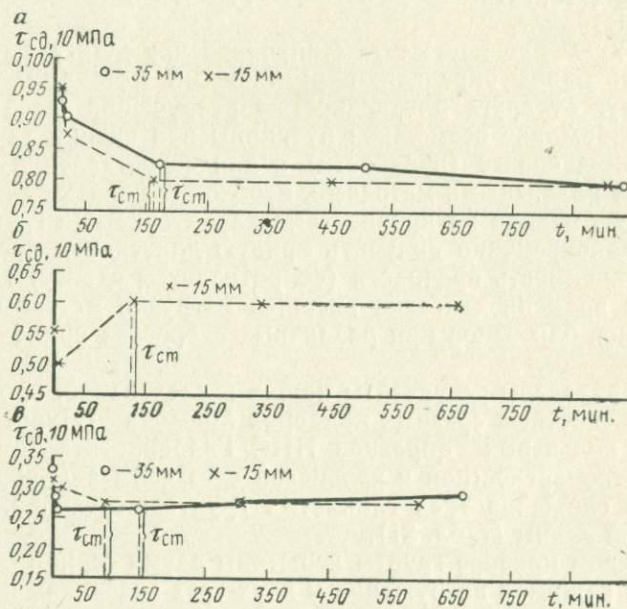


Рис. 88. Изменяемость сопротивления грунтов сдвигу в зависимости от длительности среза t образцов на приборах одноплоскостного среза:

а — суглинок (2-57); б — глина (4-57); в — часоваярская глина (6-57)

**Результаты испытания на срез образцов грунта при
различных режимах нагружения**

Режим нагружения	Интервалы приложения касательных напряжений					Стандартное испытание
	5 с	30 с	1 мин	30 мин	1 ч	

Грунт 2-57

$h = 35$ мм, степень касательного напряжения $\tau = 0,005$ МПа

Длительность опыта, мин	1,55	9,0	17,5	482	930	172
Сопrotивление сдвигу, $\tau_{сд}$, МПа	0,0925	0,0925	0,090	0,0825	0,080	0,0825

$h = 15$ мм, степень касательного напряжения $\tau = 0,005$ МПа

Длительность опыта, мин	1,55	9,00	17,05	453	907	160
Сопrotивление сдвигу, $\tau_{сд}$, МПа	0,0925	0,095	0,0875	0,080	0,080	0,080

Грунт 4-57

$h = 15$ мм, степень касательного напряжения $\tau = 0,005$ МПа

Длительность опыта, мин	0,9	5	10	340	661	128
Сопrotивление сдвигу, $\tau_{сд}$, МПа	0,055	0,050	0,050	0,060	0,060	0,060

Грунт 6-57

$h = 35$ мм, степень касательного напряжения $\tau = 0,0025$ МПа

Длительность опыта, мин	1,0	5,5	10,2	310	670	146
Сопrotивление сдвигу, $\tau_{сд}$, МПа	0,0325	0,0287	0,0262	0,0275	0,0287	0,0262

$h = 15$ мм, степень касательного напряжения $\tau = 0,0025$ МПа

Длительность опыта, мин	1,0	6,0	11,5	310	601	88
Сопrotивление сдвигу, $\tau_{сд}$, МПа	0,0312	0,0312	0,030	0,0275	0,0275	0,0275

нельзя сказать относительно данных, полученных испытанием образцов методом медленного (консолидированно-дренированного) испытания, если в процессе сдвига имело место их уплотнение или разбухание (увеличение объема).

В табл. 32 и на рис. 88 приведены результаты [87] определения изменчивости сопротивления сдвигу трех различных глинистых

грунтов (см. табл. 31) нарушенного сложения в зависимости от длительности испытания (скорости среза).

Опыты проведены на приборах одноплоскостного среза после предварительного уплотнения в течение 20—24 дней. Перед испытанием на срез образцы суглинка и глины нормально уплотнены под действием уплотняющей нагрузки $\sigma_z = 0,1$ МПа; образцы часовярской глины вначале уплотнены под нагрузкой 0,2 МПа, а затем разгружены до 0,1 МПа. Уплотняющая нагрузка приложена к образцам ступенями по 0,0125 МПа через каждые двое суток. Приложена ступенями и сдвигающая нагрузка, величина которой при испытании суглинка и глины была равна $\tau = 0,005$ МПа, а часовярской глины $-\tau = 0,0025$ МПа. Интервалы приложения ступеней касательных напряжений изменялись в пределах от 5 с до 1 ч (см. табл. 32).

Образцы-близнецы испытаны на сдвиг и по стандартной методике — методике затухающих деформаций НИИОСП [127], узаконенной в последующем ГОСТом 12248—66. В этих опытах, в отличие от ГОСТа, за условную стабилизацию деформации сдвига принята скорость сдвига, равная 0,01 мм за 2 мин (0,005 мм/мин).

Приведенные в табл. 32 данные показывают, что: а) сопротивление глинистых грунтов сдвигу зависит от длительности среза; б) влияние длительности среза на сопротивление сдвигу ограничивается сравнительно небольшим интервалом ее изменения.

Следует особо констатировать тот факт, что величины сопротивления грунтов сдвигу, определенные с приложением ступеней касательных напряжений с интервалами 30 и 60 мин, а также испытанные по стандартной методике, практически равны, несмотря на большую разницу между длительностями их среза. Интересным является и то, что при увеличении продолжительности среза образцов более чем в 600 раз максимальное уменьшение $\tau_{сд}$ (по сравнению с мгновенным сопротивлением сдвигу) составляет примерно 15%.

Рассмотренные выше грунты испытаны на кольцевой срез после предварительного уплотнения под действием нагрузки $\sigma_z = 0,2$ МПа в течение 20—30 дней. Влажность образцов нарушенного сложения до опыта была примерно равна влажности грунтов на пределе текучести. Скорости приложения ступеней крутящих моментов прежние. В процессе опыта зафиксировано уменьшение объема образцов до 1,5%.

Результаты испытаний образцов суглинка (грунт 2-57) показаны на рис. 89, а для двух других грунтов приведены в табл. 33.

Опыты показали, что величины мгновенного сопротивления сдвигу суглинка и глины уменьшаются соответственно на 20 и 30%, а сопротивление сдвигу часовярской глины практически не зависит от длительности испытания. В обоих рассмотренных выше вариантах испытания грунтов установлено, что увеличение длительности испытания вначале приводит к снижению сопротивления грунта сдвигу, а дальнейшее увеличение длительности среза либо практически не сказывается на величине $\tau_{сд}$, либо приводит к не-

Режим нагружения	Интервалы приложения крутящих моментов				Стандартное испытание
	5 с	1 мин	1 ч	12 ч	

Грунт 4-57

$h = 24$ мм, ступень крутящего момента $M_{кр} = 1,8 \text{ Н}\cdot\text{м}$

Длительность испытания, мин	1,5	11,5	600	7920	180
Сопротивление сдвигу, $\tau_{сд}$, МПа	0,103	0,082	0,077	0,078	0,077

Грунт 6-67

$h = 24$ мм, ступень крутящего момента, $M_{кр} = 0,9 \text{ Н}\cdot\text{м}$

Длительность испытания, мин	1,0	10,5	630	7920	178
Сопротивление сдвигу $\tau_{сд}$, МПа	0,037	0,034	0,034	0,035	0,037

которому его возрастанью. Здесь, как и в рассмотренном выше случае, изменение длительности среза от 180 до 7920 мин не оказало влияния на сопротивление грунта сдвигу.

На основании существующих представлений о физико-химической природе прочности глинистых грунтов (см. гл. I, § 4) приведенные выше результаты [87] позволили высказать некоторые предварительные соображения о характере изменения $\tau_{сд}$ в зависимости от длительности среза и предполагаемой величины предельно длительного сопротивления глинистых грунтов сдвигу, получившие в дальнейшем экспериментальное подтверждение [88—91].

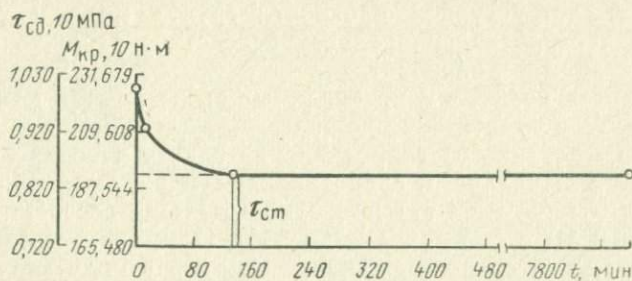


Рис. 89. Кривая длительного сопротивления суглинка (2-57) сдвигу, определенная испытанием образцов на приборах кольцевого среза при различных его скоростях ($\sigma_z = 0,2$ МПа)

Для глинистых грунтов, обладающих преимущественно связями водно-коллоидного характера, при небольших значениях длительности испытания (при отсутствии уплотнения, когда влияние

тиксотропного упрочнения незначительно и им можно пренебречь) мгновенное сопротивление сдвигу во времени несколько уменьшается. При более длительных испытаниях, когда на прочностных свойствах грунта сказывается влияние структурного упрочнения вследствие переориентации частиц и других физико-химических процессов, наблюдается стабилизация прочностных свойств или же некоторое их увеличение (вопросы упрочнения глинистых грунтов в процессе ползучести рассмотрены в следующем параграфе). При этом наименьшее предельно длительное значение сопротивления глинистых грунтов сдвигу достигается не при $t = \infty$, а при длительности испытания, близкой по продолжительности к стандартной методике — методике затухающих деформаций [87]. Очевидно, что характер изменения $\tau_{сд}$ во времени зависит от свойств грунта, а наименьшее его значение обусловлено суммарным значением сил внутреннего трения и структурного сцепления.

Приведенные выше рассуждения, а также результаты экспериментов позволяют заключить [87], что поскольку при увеличении длительности испытания образцов на срез почти в 600 раз (грунт 2-57) сопротивление сдвигу уменьшилось только на 12—15%, при дальнейшем увеличении продолжительности опыта его величина не должна существенно отличаться от истинного значения предельно длительного сопротивления сдвигу. Кроме того, поскольку снижение $\tau_{сд}$ завершается в пределах времени, необходимого для испытания образцов по стандартной методике, можно считать, что стандартное сопротивление сдвигу исследованных грунтов примерно равно предельно длительному $\tau_{ст} = \tau_{пр}$ (см. табл. 32, 33 и рис. 88, 89) [90].

Деформация сдвига сопровождается изменениями в структуре грунта — изменением прочности структурных связей. Поэтому скорость накопления деформации и снижение сопротивления грунта сдвигу зависят от прочности и скорости разрушения старых, а также возникновения новых структурных связей между частицами. При малой структурной прочности грунта мало и возможное уменьшение сопротивления сдвигу вследствие разрушения связей между частицами, и наоборот.

Действительно, если в приведенных выше опытах длительность среза образцов практически не оказывает влияния на величину начального (мгновенного) сопротивления сдвигу часовярской глины, то снижение начального сопротивления сдвигу суглинка (грунт 2-57) и глины (грунт 4-57) при $\sigma_z = 0,1$ МПа составляет 15%, а при $\sigma_z = 0,2$ МПа оно доходит до 30%. При испытании эоэтической глины естественного сложения твердой и полутвердой консистенции, по данным В. В. Жихович [60, 61], указанное снижение сопротивления сдвигу уже составляет 40%. Стабилизация сопротивления сдвигу при длительности опыта, равной или большей времени, необходимого для испытания образцов по стандартной методике, свидетельствует о практически полном разрушении структурного каркаса грунта, ибо дальнейшее увеличение продолжительности испытания не приводит к снижению его прочностных

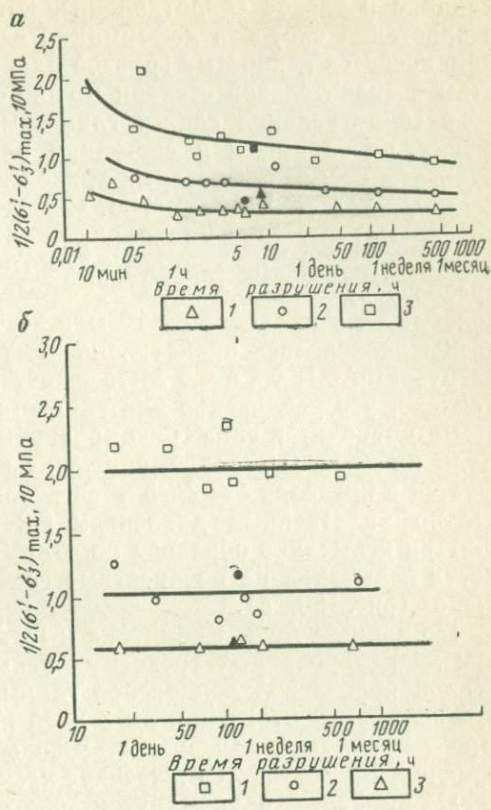


Рис. 90. Кривые длительной прочности нормально уплотненной морской глины из Форнебу, определенные испытанием образцов на трехосное сжатие по закрытой (а) и открытой (б) системам при различных скоростях раздавливания образцов (на первом графике:

1 $\sigma_c = 0,1 \text{ МПа}$; 2 — $\sigma_c = 0,2 \text{ МПа}$;
 3 — $\sigma_c = 0,4 \text{ МПа}$; на втором графике:
 1 — $\sigma_c = 0,05 \text{ МПа}$; 2 — $\sigma_c = 0,1 \text{ МПа}$;
 3 — $\sigma_c = 0,2 \text{ МПа}$)

свойств [151]. Иначе говоря, практически полное разрушение структурных связей завершается в пределах времени, необходимого для испытания грунта по стандартной методике [49, 61, 87].

Дальнейшее увеличение длительности испытания образцов на срез, как уже было сказано выше, сопровождается некоторым упрочнением грунта вследствие тиксотропии, старения коллоидов, лучшей упаковки частиц и образования более прочных структурных связей (см. гл. I, § 4). Разумеется, изложенное относится к случаю сдвига грунта при постоянном объеме и влажности. При уплотнении грунта в процессе сдвига будет наблюдаться дополнительное упрочнение, а при набухании — разупрочнение.

Разупрочнение может наблюдаться также при уплотнении (сжатии) грунтов естественного сложения, обладающих достаточно прочными структурными связями, в случае разрушения последних под действием нагрузок, превосходящих по величине предел структурной прочности грунта. Отметим, что на величину сопротивления глинистого грунта сдвигу оказывает существенное

влияние и вязкое сопротивление, которое увеличивается по мере возрастания скорости деформации сдвига [66, 105]. Это в основном касается глинистых грунтов пластичной консистенции. Именно этим в значительной степени можно объяснить снижение мгновенного сопротивления сдвигу глинистых грунтов нарушенного сложения, находящегося в состоянии пластичной консистенции, результаты испытания которых приведены в табл. 32 и 33.

В опытах Л. Бьеррума, Н. Симонса и Д. Тарблеба [167] длительность испытания цилиндрических образцов глины из Форнебу (близ г. Осло) на трехосное сжатие (влажность 35,2—55,2%, предел текучести 36,4—59,4%, предел пластичности 18,8—32,0%) колеблется в пределах от 10 мин до 500 ч. Перед испытанием образцы подверглись предварительному всестороннему уплотнению нагрузками 0,1; 0,2 и 0,4 МПа в течение трех дней. Опытами установлено, что увеличение длительности испытания по закрытой системе приводит к снижению прочности грунта до 50% (рис. 90, а). Судя по данным авторов, снижение прочности практически завершается в пределах $t \cong 2-5$ ч за исключением образцов, предварительно уплотненных давлением 0,2 МПа.

При испытании образцов по открытой системе влияние длительности испытания на прочностные свойства грунта не было обнаружено (рис. 90, б).

По данным А. В. Скемптона и П. Ларошель [136], полученным при недренированных трехосных испытаниях образцов переуплотненной коричневой лондонской глины, при увеличении длительности испытания от 15 мин до 8 дней прочность снижается на 20%. Причем, как и в описанных выше опытах, снижение начальной прочности наблюдается в течение нескольких часов.

Приведенные в упомянутой ранее работе М. Н. Гольдштейна и С. С. Бабицкой [36] результаты опытов, полученные при одноосном сжатии цилиндрических образцов нарушенной структуры, также показывают, что прочность монтмориллоновой глины при увеличении интервала приложения ступени нагрузки от 5 с до 20 мин изменится от 0,052 до 0,042 МПа, т. е. на 19,3%. Точно так же при увеличении интервала приложения ступени нагрузки от 5 с до 24 ч прочность полиминеральной толщи глины изменилась от 0,93 до 0,775 МПа, а иллитовой глины от 0,13 до 0,086 МПа, т. е. на 17 и 34% соответственно. В этой статье данные о зависимости прочности образцов от длительности испытания не приведены.

Однако, судя по результатам других опытов этих же авторов (см. ниже), следует полагать, что указанное выше снижение прочности заканчивалось в течение двух-пяти часов.

Результаты опытов Я. Л. Когана и А. И. Чухровой [65], проведенные ранее на одноплоскостных приборах ЦНИИС при длительности испытания t , равном 1, 7, 60, 300 и 5000 мин, в основном совпадают с нашими результатами. В ряде случаев авторами зафиксировано увеличение прочности нормально уплотненных грунтов нарушенного сложения с увеличением длительности испыта-

ния после некоторого снижения мгновенного сопротивления сдвигу ($t = 1$ мин). Это явление объясняется авторами уплотнением образцов в процессе сдвига под суммарным воздействием нормальных и касательных напряжений. Испытания образцов естественного сложения показали как снижение, так и повышение прочности грунта по мере увеличения длительности среза. В этих опытах изменимость $\tau_{сд}$ при увеличении длительности среза от 300 до 5000 мин в сторону уменьшения достигла 15%, а в сторону увеличения — 27%.

Наиболее важным результатом рассмотренных опытов является то, что, как и в опытах Л. Бьеррума и Д. Тарблеба [167], А. В. Скемптона и П. Ларошель [136] и автора [87—91], изменимость сопротивления грунтов сдвигу нарушенного и естественного сложения практически завершается при длительности испытания, равной продолжительности стандартных испытаний образцов. Такие же результаты получены В. В. Жихович [60] при испытании на одноосное раздавливание и на одноплоскостной срез образцов эолической глины твердой и полутвердой консистенции, Р. Э. Дашко [49] при одноплоскостном срезе слабых грунтов (ленточных отложений района Ленинграда), С. С. Вяловым, Н. К. Пекарской [23] при кольцевом срезе юрской глины бат-байосского горизонта, С. С. Вяловым, Н. К. Пекарской и Р. В. Максимиак [24] при испытании на чистый сдвиг образцов каолина в условиях различных скоростей их кручения.

Изложенное выше полностью подтверждается также первыми работами, выполненными в этой области Х. Тидеманом [196], А. А. Ничипоровичем [105] и др.

Следует особо отметить, что аналогичные результаты получены также М. Н. Гольдштейном и С. С. Бабицкой [40] при одноосном сжатии образцов глины нарушенного сложения из четвертичных кинельских отложений, а также ряда глинистых грунтов нарушенного сложения. Ими, в частности, установлено, что прочность грунта, определенная по методу затухающих деформаций («режимная прочность» по терминологии авторов), равна мгновенной прочности или выше ее на 10—15%.

М. Н. Гольдштейн и С. С. Бабицкая [36, 40] «стандартной» называют мгновенную прочность и поэтому сильно критикуют, на наш взгляд весьма несправедливо, определение начальной прочности грунтов по методу затухающих деформаций, рекомендованному в 1956 г. НИИОСП [127] и узаконенному в дальнейшем в ГОСТе 12248—66, считая это отступлением от общепринятой методики.

На основании анализа обширного экспериментального материала можно заключить, что процесс разупрочнения (снижения прочности) глинистых грунтов (в зависимости от длительности испытания) практически завершается в пределах времени, необходимого для стандартных опытов — испытания образцов по методу затухающих деформаций [87].

§ 4. ВЛИЯНИЕ ПРОДОЛЖИТЕЛЬНОСТИ ДЕЙСТВИЯ ПОСТОЯННОГО СДВИГАЮЩЕГО НАПРЯЖЕНИЯ НА СОПРОТИВЛЕНИЕ ГЛИНИСТЫХ ГРУНТОВ СДВИГУ

Приведенные в предыдущем параграфе результаты испытания на сдвиг позволили получить определенное представление о характере изменяемости сопротивления грунтов сдвигу в зависимости от длительности испытания (режима нагружения) и высказать некоторые соображения о величине их предельно длительного сопротивления сдвигу. Для дальнейшего изучения рассматриваемого вопроса, выяснения природы разупрочнения и упрочнения глинистых грунтов в процессе деформации ползучести рассмотрим результаты некоторых длительных опытов исследования ползучести при сдвиге образцов нарушенного и ненарушенного (естественного) сложения под действием различных по величине постоянных касательных напряжений. Эти результаты получены при испытании образцов на приборах одноплоскостного, кольцевого среза и кручения кольцевых (а также сплошных) образцов по схеме простого сдвига, при практически постоянном их объеме, когда сдвиговые и объемные деформации не маскируют друг друга [189].

На приборах одноплоскостного среза ГП-30 и кольцевого среза НИС Гидропроекта испытаны 18 образцов суглинка 2-57 (см. табл. 31) [88] по давлением $\sigma_z = 0,20$ МПа после полного водонасыщения. Все образцы подвергнуты предварительному уплотнению в течение четырех месяцев. Большая продолжительность предварительного уплотнения вызвана необходимостью исключения дальнейшего уплотнения и структурного упрочнения (тиксотропии, синерезиса и т. п.) и их влияния на сопротивление грунта сдвигу.

На приборах Маслова — Лурье образцы испытаны тремя группами по четыре образца в каждой. Образцы первой группы испытаны на срез по стандартной методике (см. гл. III, § 6), образцы второй группы попарно испытаны на ползучесть под действием постоянных касательных напряжений, равных 0,8 и 0,9 от $\tau_{ст}$, а остальные оставлены под уплотняющими нагрузками в течение всего периода испытания образцов второй группы на ползучесть для последующего испытания на срез по стандартной методике в целях выяснения влияния уплотнения и структурного упрочнения на сопротивление сдвигу.

Испытание образцов на ползучесть велось в течение 208 дней в условиях почти постоянной температуры ($20 \pm 3^\circ \text{C}$), влажности воздуха (88—97%) и отсутствия посторонних воздействий. В течение всего эксперимента не было отмечено явления перехода деформации ползучести из области установившейся ползучести в область прогрессирующего течения (разрушения). Для установления причины указанного явления образцы, подвергнутые испытанию на ползучесть, и контрольные образцы, оставленные под уплотняющей нагрузкой, срезаны по той же стандартной методике с приложением ступеней касательного напряжения по 0,0125 МПа (табл. 34).

Таблица 34

**Результаты испытания образцов суглинка 2-57
на сдвиг ($\tau_{ст} = 0,15$ МПа)**

Номер опыта	Сопротивление сдвигу, МПа		
	после испытания на ползучесть при		После длительного уплотнения
	0,8 $\tau_{ст}$	0,9 $\tau_{ст}$	
524, 526, 528	0,162	0,200	0,162
525, 527, 529	0,175	0,187	0,150
530	—	—	0,162
531	—	—	0,150
Среднее значение	0,169	0,194	0,156
$\tau_{сд}/\tau_{ст}$	1,13	1,29	1,03

Таблица 35

**Результаты испытания образцов суглинка 2-57
на кольцевой срез**

Номер опыта	Сопротивление сдвигу, МПа		
	стандартное	после испытания на ползучесть при	
		0,8 $\tau_{ст}$	0,9 $\tau_{ст}$
572, 576, 574	0,073	0,104	0,114
573, 578, 577	0,081	0,104	0,113
Среднее значение	0,077	0,104	0,113
$\tau_{сд}/\tau_{ст}$	—	0,135	0,147

Опыты показали, что сопротивление сдвигу образцов грунта, подвергнутых семимесячному испытанию на сдвиг, по сравнению с начальным стандартным сопротивлением сдвигу существенно возросло. Причем небольшое возрастание сопротивления сдвигу после испытания на ползучесть отмечено у образцов, находящихся под действием наибольшего относительного касательного напряжения $\tau/\tau_{ст} = 0,9$ (29%). Что же касается контрольных образцов-близнецов (не подвергнутых испытанию на ползучесть), то их сопротивление сдвигу, по сравнению с начальным его значением, практически не изменилось. Это говорит в пользу сделанного нами выше предположения, что после четырехмесячного предварительного уплотнения образцов нарушенного сложения дальнейшее (семимесячное) нахождение их под уплотняющей нагрузкой не должно существенно повлиять на их прочностные свойства.

Поскольку сопротивление сдвигу контрольных образцов, влажность которых отличается от влажности образцов, испытанных на ползучесть, всего на 0,3% (при среднем значении влажности

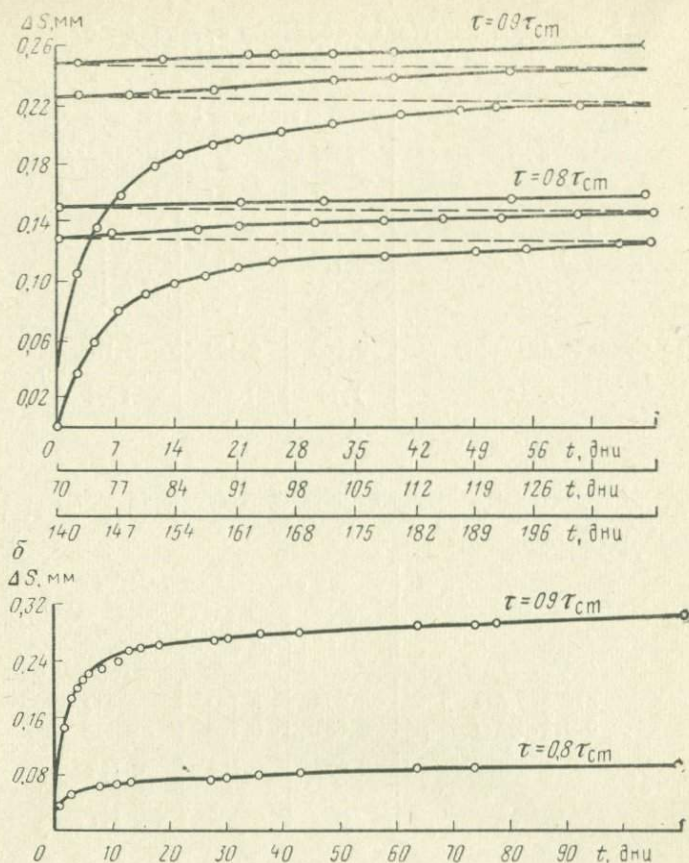


Рис. 91. Кривые ползучести суглинка (2-57), полученные испытанием образцов на приборах одноплоскостного (а) и кольцевого (б) среза

23,7%), практически не изменилось, возрастание сопротивления грунта сдвигу в процессе ползучести обусловлено не длительным воздействием уплотняющей нагрузки, а длительной деформацией сдвига.

Результаты испытания шести образцов-близнецов на приборах кольцевого среза, полученные по изложенной выше методике при продолжительности ползучести 112 дней, приведены в табл. 35, из которой видно, что полученные данные качественно совпадают с результатами, полученными на одноплоскостных срезных приборах ГПП-30.

Отметим, что в этих опытах зафиксировано изменение влажности образцов на 0,6%, а объема — до 0,2%.

Из рис. 91, б, на котором приведены кривые ползучести образцов, испытанных на приборах кольцевого среза, видно, что в начале процесса ползучести имеет место интенсивное уменьшение скорости деформации, а затем наступает стадия установившейся ползучести, не переходящая в стадию разрушения.

На приборах НИС Гидропроекта проведена серия очень длительных опытов на ползучесть. Испытаны образцы глины ненарушенного сложения ($\gamma_s = 2,68 \text{ г/см}^3$; $\omega = 44,5\%$; $\omega_L = 42,4\%$; $\omega_p = 24,4\%$; $I_p = 18\%$) при τ , равном 0,5; 0,7; 0,8 и 0,95 $\tau_{ст}$ [91].

Все образцы до испытания на сдвиг подвергнуты предварительному уплотнению при нормальных напряжениях σ_z , нач = 0,50 МПа в течение 54 дней, а затем разгружены до $\sigma_z = 0,40 \text{ МПа}$ и выдержаны под этими нагрузками еще девять дней. Основные данные о характеристиках физических свойств образцов после их среза приведены в табл. 36.

Таблица 36

Показатели физических свойств глины 9-63

Показатели	Стандартный срез после				
	предварительного уплотнения	испытания образцов на ползучесть при разных $\tau/\tau_{ст}$			
		0,5	0,7	0,8	0,95
Влажность после опыта, %	30,0	28,05	30,6	31,6	30,3
Объемная масса, г/см^3	1,89	1,83	1,84	1,84	1,88

Сопротивление сдвигу до и после опыта на ползучесть определено по стандартной методике — методике затухающих деформаций. За условную стабилизацию деформации сдвига принята скорость сдвига, равная 0,005 мм/мин. При испытании образцов на ползучесть под действием касательных напряжений, равных 0,5; 0,8 и 0,95 $\tau_{ст}$, скорость нагружения образцов соответствовала скорости нагружения по стандартной методике. Касательные напряжения, равные 0,8 $\tau_{ст}$, были достигнуты в течение 3 1/2 месяцев.

В отличие от всех проведенных ранее исследований грунтов на ползучесть при $\tau < \tau_{ст}$ [89, 90] образец грунта, испытываемый на ползучесть под действием относительного касательного напряжения, равного 0,95 $\tau_{ст}$, срезался через 427 дней после момента приложения нагрузки. Остальные образцы после опытов на ползучесть срезаны по стандартной методике (табл. 37).

Эксперименты показали, что несмотря на достаточно большую продолжительность испытания образцов на сдвиг, ползучесть практически не повлияла на сопротивление сдвигу переуплотненной глины. Что же касается среза образца, нагруженного в течение 427 дней напряжением $\tau = 0,97 \cdot \tau_{ст}$ (уточненная величина), то вряд ли это можно объяснить снижением прочности грунта, ибо

Результаты испытаний глины 9-63 на сдвиг
($\tau_{ст} = 0,151$ МПа)

Показатели	После испытания на ползучесть при разных значениях τ			
	0,5 $\tau_{ст}$	0,7 $\tau_{ст}$	0,8 $\tau_{ст}$	0,95 $\tau_{ст}$
Сопrotивление сдвигу, МПа	0,144	0,157	0,153	0,147
$\tau/\tau_{ст}$	0,96	1,04	1,01	0,97
Длительность испытания, дни	145	485	485	427

Таблица 38

Показатели физических свойств образцов грунта 9-63

σ_z , кон, МПа	Влажность пасты, %		Объемная масса пасты, г/см ³	
	до уплотнения	после уплотнения	до уплотнения	после опыта на ползучесть
0,10	42,6	—	1,80	1,76
0,20	44,1	33,0	1,81	1,82

разброс опытных данных колеблется в пределах $\pm 8\%$. Если даже предположить, что срез образца обусловлен понижением прочности грунта, ввиду малой величины им можно пренебречь.

Сопоставление данных, приведенных в табл. 37, с данными испытания того же грунта при других начальных условиях плот-

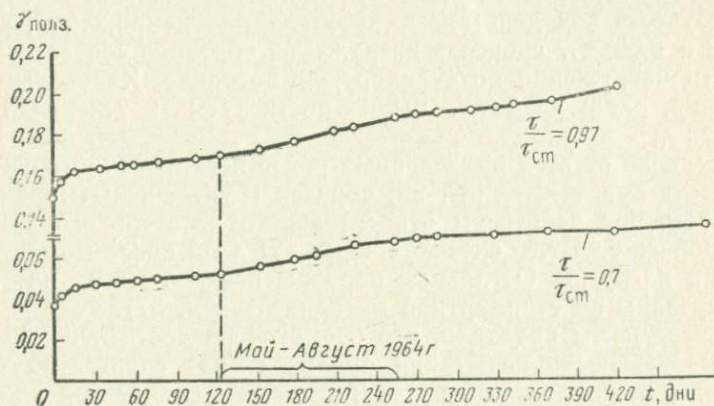


Рис. 92. Кривые ползучести глины (9-63), определенные испытанием кольцевых образцов на кручение (σ_z , нач = 0,5 МПа; σ_z , кон = 0,4 МПа)

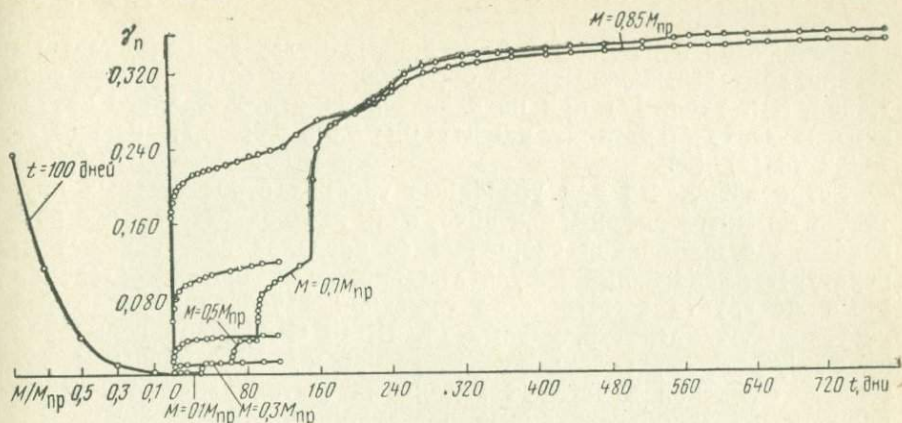


Рис. 93. Кривые деформации ползучести при сдвиге грунта 19-69 ($\sigma_z = 0,2$ МПа, $h = 24$ мм)

ности — влажности (табл. 38) и продолжительности сдвига показывает, что с увеличением плотности грунта изменяемость сопротивления сдвигу по сравнению с начальным стандартным постепенно уменьшается (табл. 39).

Таблица 39

Результаты испытания на сдвиг образцов грунта 9-63

$\tau_{ст, нач}$, МПа	$\tau_{ст}$ после опытов на ползучесть, МПа при:		Предварительное употребление, дни	Ползучесть, дни
	$\tau = 0,7 \cdot \tau_{ст}$	$\tau = 0,9 \cdot \tau_{ст}$		
$\sigma_{z, нач} = 0,2$ МПа; $\sigma_{z, кон} = 0,10$ МПа				
0,038	0,048	0,055	87	30
$\tau_{сд}/\tau_{ст}$	1,26	1,45	—	—
$\sigma_{z, нач} = 0,40$ МПа; $\sigma_{z, кон} = 0,20$ МПа				
0,077	0,089	0,098	67	72
$\tau_{сд}/\tau_{ст}$	1,15	1,27	—	—

Описанные выше длительные опыты проведены в помещении, температура которого осенью, зимой и весной держалась на уровне $20 \pm 2^\circ \text{C}$, а летом она доходила до $28 \pm 2^\circ \text{C}$. Опытами установлено, что при повышении температуры помещения на $8-10^\circ$ скорость ползучести увеличивается в два раза и более (рис. 92).

Можно с достаточным основанием полагать, что причиной среза образца на 427-й день испытания при $\tau = 0,95 \cdot \tau_{ст}$ было

разупрочнение грунта вследствие повышения температуры среды (см. гл. III, § 10).

На рис. 93 приведены в виде кривых ползучести результаты весьма длительных испытаний образцов глины естественного сложения (см. табл. 17) при пяти значениях относительного крутящего момента $M_{кр}/M_{пр. ст.}$, равных 0,1; 0,3; 0,5; 0,7; 0,85 ($\sigma_z = 0,2$ МПа) [94].

Установлено, что при указанных уровнях относительных крутящих моментов деформации ползучести либо затухают, либо развиваются с постоянной скоростью (в пределах постоянных температур). Аналогичные результаты получены при исследовании этого же грунта естественного сложения в условиях различных постоянных температур, равных 14, 21, 40° С [95], при испытаниях на ползучесть переуплотненных образцов киевской глины естественного сложения в четырех различных состояниях плотности — влажности [98], обусловленных величиной и длительностью действия внешнего уплотняющего давления σ_z , равного 0,32; 0,55; 0,80 и 1,20 МПа.

Такие же данные получены Р. Э. Дашко и А. А. Каганом [50] при исследовании ползучести слабых водонасыщенных глинистых грунтов на приборах одноплоскостного среза, С. С. Вяловым и Н. К. Пекарской [23] при испытании глины бат-байосского горизонта на приборах вращательного (кольцевого среза).

Эксперименты показывают, что независимо от вида, сложения и состояния плотности — влажности обычных глинистых грунтов при $\tau < \tau_{ст} = \tau_{пр}^{(2)}$ (см. гл. III, § 3) деформации ползучести протекают только в двух областях деформирования — затухающей и установившейся ползучести (течения с постоянной скоростью), тогда как при $\tau_{мгн} > \tau_{ст} = \tau_{пр}^{(2)}$ существуют все три области деформирования — затухающей, установившейся ползучести и прогрессирующего течения (разрушения). Причем длительность стадий установившейся ползучести $\tau_{мгн} > \tau \geq \tau_{ст}$ очень мала (рис. 94) [24]. Отметим также, что изложенные выше результаты пока нельзя распространять на маловажные просадочные и набу-

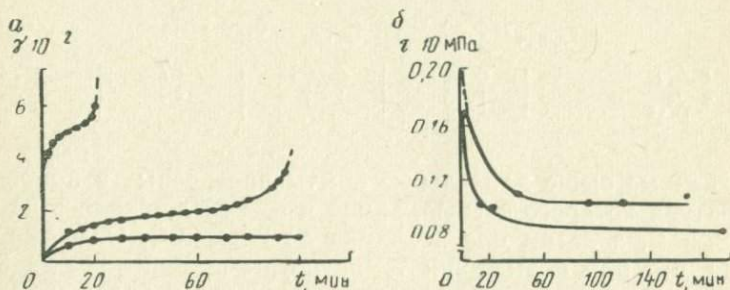


Рис. 94. Кривые деформации ползучести при сдвиге (а) и длительном сопротивлении сдвигу (б) каолина (испытания на кручение) по [24]

хающие грунты, так как мы еще не располагаем материалами их испытания на длительную ползучесть — прочность.

Таким образом, кривые ползучести (см. рис. 19), которые являются типичными для ряда твердых тел (металлов при высоких температурах, льда, мерзлых грунтов, пластических масс) вообще, для обычных глинистых грунтов являются таковыми только в определенных, не характерных для них условиях. В глинистых грунтах они обнаруживаются в пределах весьма кратковременного изменения деформаций сдвига при $\tau_{\text{мгн}} > \tau \geq \tau_{\text{ст}}$. Следовательно, были правы те [60, 67, 88—91, 151], которые утверждали, что при напряжениях $\tau < \tau_{\text{ст}}$ глинистый грунт не может разрушаться, а после стадии установившейся ползучести, без дополнительного внешнего фактора, деформация грунта не может перейти в стадию прогрессирующего течения (разрушения). В. В. Жихович [60] отмечает, что наблюдаемые в натуре разрушения глинистых грунтов (оползневые явления и пр.) являются не результатом снижения прочности глинистого грунта в процессе сдвига, а результатом изменения его свойства под действием природных факторов (выветривания, увлажнения, сейсмических воздействий и т. п.) и изменяемости напряженного состояния. Они могут быть обусловлены также проявлением избыточного давления в поровой воде не в момент приложения нагрузки, а после некоторого времени уплотнения в результате постепенной передачи части внешней нагрузки на поровую воду.

Зафиксированное в опытах А. М. Скибицкого [19] разрушение образца в условиях одноплоскостного среза при $\tau/\tau_{\text{ст}} = 0,9$ (длительность определения $\tau_{\text{сд}}$ примерно 1 ч) через 35 дней после момента нагружения в стадию затухающей ползучести можно считать случайным явлением. Оно не дает право делать каких-либо серьезных выводов, поскольку был испытан всего один образец.

В опытах Мураяма и Шибата [183] на одноосное сжатие образцов глинистого грунта при $\sigma \cong 0,71 \sigma_{\text{мгн}}$ разрушение зафиксировано через 30 ч после момента их нагружения, а в опытах М. Н. Гольдштейна и С. С. Бабицкой [36] при $\sigma = 0,6 \cdot \sigma_{\text{мгн}}$ — через 40—60 дней. Причиной разрушения образца в первом случае можно считать постепенное повышение порового давления, о котором было сказано выше. Результаты М. Н. Гольдштейна и С. С. Бабицкой противоречат результатам, полученным при более длительных опытах, выполненных в условиях кручения кольцевых и сплошных образцов.

Резюмируя изложенное, можно утверждать, что стандартное сопротивление глинистых грунтов сдвигу примерно равно предельно длительному сопротивлению сдвигу [87, 88 и др.]. С такой трактовкой предельно длительного сопротивления глинистых грунтов сдвигу соглашаются многие исследователи [23, 40]. Что же касается разногласия ученых в вопросе снижения прочности глинистых грунтов вследствие деформации ползучести, то оно является результатом недоразумений, связанных с различной методикой

определения начальной прочности [88] (на необходимость определения «стандартной прочности» по единой методике указали также М. Н. Гольдштейн и С. С. Бабицкая [40]).

Действительно, если определение стандартного сопротивления сдвигу (стандартной прочности) по ГОСТу 12248—66 длится несколько часов, то продолжительность определения мгновенного сопротивления сдвигу (мгновенной прочности) по методу М. Н. Гольдштейна и С. С. Бабицкой [36] не превышает 1 мин. За рубежом, независимо от системы испытания (закрытая или открытая), начальную прочность глинистых грунтов определяют одно- или трехосным сжатием цилиндрических образцов при продолжительности опыта 10—15 мин [167, 172, 198]. Понятно, что поскольку различны методы определения начальной прочности (сопротивления сдвигу), будут разными и полученные из эксперимента результаты, также именуемые «стандартными» [36]. Следовательно, будут различными и величины снижения прочности (сопротивления сдвигу) вследствие ползучести. Ясно, что при сопоставлении результатов исследований следует учесть также влияние масштабного фактора — размеров испытываемого образца на прочностные свойства грунта.

Судя по существующим экспериментальным данным, снижение мгновенного сопротивления сдвигу (начальной прочности) вследствие ползучести, за исключением отдельных случаев, изменяется в пределах 20—40%. Таков и порядок снижения прочности (сопротивления сдвигу) при переходе от мгновенной к стандартной прочности (сопротивления сдвигу). Следовательно, если пользоваться единой методикой определения начальной прочности (сопротивления сдвигу), то полученные разными исследователями результаты будут практически одинаковыми. Поскольку стандартная прочность (сопротивление сдвигу) является достаточно стабильным показателем прочности (чего нельзя сказать о мгновенной прочности), все экспериментальные данные по изменчивости прочности глинистых грунтов (сопротивления сдвигу) следует сопоставлять только с ее значением.

Из изложенного также следует, что испытания глинистых грунтов на ползучесть в зависимости от состояния их плотности — влажности и структурной прочности при относительных касательных напряжениях $\tau/\tau_{ст} > 0,5—0,6$ или совсем не влияют на их прочностные свойства, или же становятся причиной их упрочнения. Последнее после опыта на ползучесть наблюдается при их испытании как на приборах вращательного (кольцевого) среза и кручения кольцевых и сплошных образцов, так и на приборах одноплоскостного среза, одно- и трехосного сжатия.

Упрочнение глинистых грунтов вследствие длительного сдвига в данном случае можно объяснить только их структурными изменениями в процессе ползучести, переустройством частиц и образованием более прочных связей взамен прежних слабых. Г. Сид и др. [191] отмечают, что явление упрочнения происходит при постоянных объемах и влажности после приложения в тече-

ние некоторого времени нагрузок ниже разрушающих. По Д. Тролопу и С. Чэну [198] это явление обусловлено улучшением коллоидной структуры и связанным с ним рассеиванием порового давления в зоне потенциального разрушения. Завершается ли это переустройство соединением частиц, имеющих пленки связанной воды наименьшей толщины (места наименьшей блокировки межмолекулярных сил) [52], или более устойчивым треугольным их расположением [198] и т. д., трудно сказать, ибо этот вопрос требует дальнейшего исследования. Однако поскольку нет уплотнения, очевидно, упрочнение грунта можно связать только с перекладкой частиц в процессе сдвига. Следовательно, упрочнение грунта в результате медленно протекающего длительного сдвига можно уподобить явлению упрочнения металлов при их пластических деформациях, известному под названием наклепа [88]. К точно такому же определению упрочнения глинистых грунтов вследствие деформации сдвига пришли С. С. Вялов, Н. К. Пекарская и Р. В. Максимьяк [24].

В заключение следует констатировать факт снижения начального сопротивления глинистых грунтов сдвигу вследствие длительного сдвига (сдвигаемой ползучести) при постоянных относительных касательных напряжениях $\tau/\tau_{сд} \leq 0,5$.

Снижение начального сопротивления сдвигу естественного и нарушенного сложения в указанных выше условиях на 4—20% практически зафиксировано во всех испытаниях (см. табл. 37 и 40). Это полностью согласуется с опытами С. Мураяма и С. Хата [184], которыми установлено снижение прочности на одноосное сжатие грунтов, подвергнутых предварительному скашиванию на специальном приборе. По их данным, при угле скашивания 60° прочность грунта при одноосном сжатии уменьшается на 50%.

Т а б л и ц а 40

Мгновенное сопротивление образцов грунта сдвигу на приборах кручения М-5 до и после испытания на ползучесть

Внешнее давление σ_z , МПа	Начальное мгновенное сопротивление сдвигу, МПа	Относительные крутящие моменты		Мгновенное сопротивление сдвигу после ползучести, МПа
		$M_{кр}$	$M_{кр, пр}$	
0,32	0,277	0,800		0,301
		0,610		0,282
		0,399		0,242
1,2	0,598	0,800		0,674
		0,598		0,576
		0,400		0,551
		0,800		0,693

По данным автора, разрушение начальной структуры глинистых грунтов завершается при сдвиговых деформациях, соот-

ветствующих постоянным касательным напряжениям $\tau/\tau_{ст} \cong 0,5$. Многочисленными экспериментами установлено, что это напряжение соответствует пределу структурной прочности грунта при сдвиге [92] — первому предельному напряжению сдвига (см. рис. 22, б), характеризующего переход деформации ползучести из области (стадии) затухающих деформаций в область (стадию) течения с постоянной скоростью. Дальнейшее возрастание касательного напряжения и деформации сдвига приводит к залечиванию дефектов структуры, к повышению структурной прочности грунта.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. *Амарян Л. С.* Прочность и деформируемость торфяных грунтов. М., «Недра», 1969. 191 с. с ил.
2. *Анахов Н. П.* Исследования динамического трения в грунтах.— В кн.: Сборник ВИОС, 1934, № 3, с. 28—34 с ил.
3. Термоконсолидация илов.— В кн.: Закрепление и уплотнение грунтов в строительстве. Киев, 1974, с. 369—372. Авт.: М. В. Андреев, Б. П. Горбунов, А. И. Котов, Я. Я. Матузов.
4. *Бабицкая С. С.* О критерии разрушения и влияния промежуточного главного напряжения на прочность.— «Вопросы геотехники», 1964, № 7, с. 19—31 с ил.
5. *Бабицкая С. С., Позднякова В. Д.* О критерии набухаемости грунтов.— «Основания, фундаменты и механика грунтов» (Материалы III всесоюз. совещ.), 1971, с. 152—154 с ил.
6. *Баркан Д. Д.* Динамика оснований и фундаментов. М., Стройвоенмориздат, 1948. 411 с. с ил.
7. *Баркан Д. Д.* Виброметод в строительстве. М., Гостройиздат, 1959. 315 с. с ил.
8. *Безухов Н. И.* Основы теории упругости, пластичности и ползучести. М., «Высшая школа», 1961. 538 с. с ил.
9. *Беляев С. М.* Сопrotивление материалов. М., Физматгиз, 1953. 856 с. с ил.
10. *Бишоп А. У., Хенкель Д. Д.* Определение свойств грунтов в трехосных испытаниях. М., Гостройиздат, 1961. 231 с. с ил.
11. *Бондарик Г. К., Одинцова Л. И.* Определение коэффициента поперечного расширения грунтов по данным одноосного сжатия.— В кн.: Вопросы методики лабораторных исследований физ.-мех. свойств грунтов. Л., 1965, с. 133—136 с ил.
12. *Бондарик Г. К., Царева А. М., Пономарев В. В.* Текстура и деформация глинистых пород. М., «Недра», 1975. 168 с. с ил.
13. *Боткин А. И.* О равновесии сыпучих и хрупких материалов.— «Изв. ВНИИГ», 1940, т. 28, с. 189—211 с ил.
14. *Брилинг И. А.* Фильтрационная проницаемость водонасыщенных глин.— В кн.: Инженерно-геологические свойства глинистых пород и процессы в них. (Труды междунар. симпозиума.) Вып. I, М., 1972, с. 118—126.
15. *Бульчев В. Г.* Механика дисперсных грунтов. М., Стройиздат, 1974, 227 с. с ил.
16. *Васильев А. М.* Основы современной методики и техники лабораторных определений физических свойств грунтов. М., Стройиздат, 1953. 216 с. с ил.
17. *Великовский В. Н.* К вопросу о природе сцепления и трения в глинистых грунтах.— «Труды НИИ оснований и фундаментов». 1949, № 13, с. 100—112.
18. *Вихарев В. П.* Сопrotивление сдвигу щебеночно-глинистых грунтов.— «Вопросы геотехники», 1962, № 5, с. 56—73 с ил.
19. *Вялов С. С., Скибицкий А. М.* Реологические процессы в мерзлых грунтах и плотных глинах.— В кн.: Материалы IV междунар. конгр. по механике грунтов и фундаментостроению. М., 1957, с. 30—42 с ил.
20. *Вялов С. С.* Реологические свойства и несущая способность мерзлых грунтов. М., Изд-во АН СССР, 1959. 190 с. с ил.
21. *Вялов С. С., Скибицкий А. М.* Вопросы реологии грунтов.— В кн.: Докл. V междунар. конгр. по механике грунтов и фундаментостроению. М., 1961, с. 22—30 с ил.

22. Вялов С. С. Реология мерзлых грунтов.— В кн.: Прочность и ползучесть мерзлых грунтов. М., 1963, с. 5—54 с ил.
23. Вялов С. С., Пекарская Н. К. Исследование длительной прочности глинистых грунтов.— В кн.: Материалы Всесоюз. совещ. по строительству на слабых водонасыщенных глинистых грунтах. Таллин, 1965, с. 256—262 с ил.
24. Вялов С. С., Пекарская Н. К., Максимьяк Р. В. Изменение прочностных свойств грунтов в процессе ползучести.— «Acta techn. Acad. scient. hung.» 1968, т. 63 (1—4), р. 377—384.
25. Вялов С. С., Пекарская Н. К., Максимьяк Р. В. О физической сущности процессов деформирования и разрушения глинистых грунтов.— «Основания, фундаменты и механика грунтов», 1970, № 1, с. 7—9 с ил.
26. Галстян Р. Р., Месчан С. Р. Исследование компрессионной ползучести глинистых грунтов с учетом температурных эффектов.— «Изв. АН АрмССР. Механика», 1971, т. 24, № 5, с. 68—81 с ил.
27. Гедройц К. К. Учение о поглотительной способности почв. М., Сельхозгиз, 1933, 163 с.
28. Герсеванов Н. М. Основы динамики грунтовой массы. М., Стройиздат, 1937. 242 с. с ил.
29. Гольденблат И. И., Николаенко Н. А. Теория ползучести строительных материалов и ее приложение. М., Госстройиздат, 1960. 256 с. с ил.
30. Гончаров И. Г. Прочность каменных материалов в условиях различных напряженных состояний. Л.—М., Госстройиздат, 1960, 124 с. с ил.
31. Гольдштейн М. Н. Об определении консистенции связных грунтов.— В кн.: Исследование работы грунтов в железнодорожных сооружениях. М., 1940, с. 42—64 с ил.
32. Гольдштейн М. Н. Деформация земляного полотна и оснований сооружений при промерзании и оттаивании. М., Трансжелдориздат, 1948, 212 с. с ил.
33. Гольдштейн М. Н. Механические свойства грунтов. М., Стройиздат, 1971. 367 с. с ил.
34. Гольдштейн М. Н. О структуре и сжимаемости грунтов.— «Вопросы геотехники», 1956, № 2, с. 6—30 с ил.
35. Гольдштейн М. Н., Тер-Степанян Г. И. Длительная прочность глин и глубинная ползучесть склонов.— В кн.: Материалы IV междунар. конгр. по механике грунтов и фундаментостроению. М., 1957, с. 43—51 с ил.
36. Гольдштейн М. Н., Бабицкая С. С. Методика определения длительной прочности грунтов.— «Основания, фундаменты и механика грунтов», 1959, № 4, с. 11—14 с ил.
37. Гольдштейн М. Н. О прочности глинистых грунтов.— «Основания, фундаменты и механика грунтов», 1961, № 3, с. 3—7 с ил.
38. Гольдштейн М. Н., Бабицкая С. С., Мизюмский В. А. Методика испытания грунтов на ползучесть и длительную прочность.— «Вопросы геотехники», 1962, № 5, с. 93—120 с ил.
39. Гольдштейн М. Н., Бабицкая С. С. Методы испытания грунтов на прочность.— «Вопросы геотехники», 1963, № 6, с. 135—189 с ил.
40. Гольдштейн М. Н., Бабицкая С. С. О длительной прочности связных грунтов.— «Вопросы геотехники», 1964, № 7, с. 44—56 с ил.
41. Гольдштейн М. Н., Туровская А. Я., Бабицкая С. С. О прочности пластичных водонасыщенных глин.— В кн.: Труды VII междунар. конгр. по механике грунтов и фундаментостроению. М., 1969, с. 5—12 с ил.
42. Гольдштейн М. Н. Механические свойства грунтов. М., Госстройиздат, 1952. 259 с. с ил.
43. Гольдштейн М. Н., Бабицкая С. С. Исследование влияния режима загрузки на прочностные свойства глинистых грунтов.— В кн.: Труды I все-союз. симпозиума по реологии грунтов. Ереван, 1973, с. 178—181.
44. Горькова И. М. Исследование глинистых пород при помощи конического пластометра.— «Коллоидный журнал», 1956, т. 18, вып. 1, с. 26—30 с ил.
45. Горькова И. М. Глинистые породы и их прочность в свете современных представлений коллоидной химии.— «Труды Лаб. гидрогеол. проблем им. Ф. П. Саваренского», 1957, т. XV, с. 26—61 с ил.
46. Гребенчиков И. В. Химические реакции по поверхности силикатов и их значение для техники.— «Изв. АН СССР. ОТН», 1937, № 1, с. 3—24 с ил.

47. Гречищев С. Е. О скорости ползучести мерзлых грунтов при сложном напряженном состоянии.— «Изв. СО АН СССР», 1961, № 5, с. 34—40 с ил.

48. Грим Р. Е. Физико-химические свойства грунтов: глинистые минералы.— В кн.: Проблемы инженерной геологии. М., 1964, с. 11—29 с ил.

49. Дашко Р. Э. О влиянии длительности испытания на величину сопротивления сдвигу глинистых грунтов.— «Зап. ЛГИ», 1964, т. 48, № 1, с. 56—60 с ил.

50. Дашко Р. Э., Каган А. А. К вопросу о методике определения сопротивления слабых грунтов сдвигу.— В кн.: Материалы Всесоюз. совещ. по строительству на слабых водонасыщенных глинистых грунтах. Таллин, 1965, с. 219—222 с ил.

51. Денисов Н. Я., Ребиндер П. А. О коллоидно-химической природе связности глинистых пород.— «ДАН СССР», 1946, т. 54, № 6.

52. Денисов Н. Я. О природе деформации глинистых пород. М., Изд-во Минречфлота, 1951. 200 с. с ил.

53. Денисов Н. Я. Строительные свойства глинистых пород и их использование в гидротехническом строительстве. М.—Л., Госэнергоиздат, 1956, 288 с. с ил.

54. Денисов Н. Я. Принцип эффективных напряжений и устойчивость глинистых грунтов.— «Основания, фундаменты и механика грунтов», 1963, № 2, с. 5—8.

55. Дерягин Б. В. Упругие свойства тонких слоев воды.— «Ж. физ. химии», 1932, т. III, вып. 1, с. 29—42 с ил.

56. Дерягин Б. В. Учение о свойствах тонких слоев воды и приложение в объяснении свойств глинистых грунтов.— В кн.: Труды совещ. по инж.-геол. свойствам горных пород и методам их изучения. Т. 1. М., 1956, с. 45—58 с ил.

57. Евдокимов Б. П. Прочность оснований гидротехнических сооружений на мягких грунтах. М.—Л., Госэнергоиздат, 1956. 271 с. с ил.

58. Ерыхов Б. П. Лабораторный метод определения модуля сдвига связных грунтов естественной структуры.— «Изв. ВНИИГ», 1960, № 63, с. 185—200 с ил.

59. Ермолаева А. Н., Крылова В. И., Рельтов Б. Ф. К вопросу о природе порога ползучести и длительной прочности связных грунтов.— «Труды координационных совещаний по гидротехнике», 1968, вып. 38, с. 77—89 с ил.

60. Жихович В. В. О ползучести, стандартной и длительной прочности плотных мзотических глин.— «Основания, фундаменты и механика грунтов», 1963, № 4, с. 7—10 с ил.

61. Жихович В. В. Зависимость проявления реологических свойств глинистых грунтов от интенсивности во времени нарастания касательных напряжений.— «Труды координационных совещаний по гидротехнике», 1968, вып. 38, с. 90—99 с ил.

62. Зависимость инженерно-геологических свойств мерзлых пород от состава, строения и температуры.— В кн.: Инженерно-геологические свойства глинистых пород и процессы в них. Вып. 1, М., 1972, с. 146—156. Авт.: В. А. Кудрявцев, Е. П. Шешурина, В. Г. Меламед и др. (Труды междунар. симпозиума).

63. Зарецкий Ю. К. Расчеты мерзлых грунтов на ползучесть. Автореф. канд. дисс. М., 1963.

64. Зарецкий Ю. К. Теория консолидации грунтов. М., «Наука», 1967. 268 с. с ил.

65. Иванов Н. Н., Пономарев П. Н. Строительные свойства грунтов. Л., Лентрансиздат, 1932. 152 с. с ил.

66. Коган Я. Л., Чухрова А. Н. Влияние условий изменения напряженного состояния глинистых грунтов при определении сопротивления сдвигу. М., Изд. ВНИИ транспортного строительства, 1959. 46 с. с ил.

67. Коган Я. Л., Йоселевич В. А. Прочность и длительная прочность глинистых грунтов.— «Основания, фундаменты и механика грунтов», 1961, № 5, с. 19—20.

68. Коган Я. Л. О статье Н. Я. Денисова «Принцип эффективных напряжений и устойчивость глинистых грунтов».— «Основания, фундаменты и механика грунтов», 1964, № 1, с. 24—26 с ил.

69. Костерин Э. В. К методике определения сопротивления сдвигу глинистых грунтов.— «Гидротехническое строительство», 1957, № 7, с. 37—41 с ил.

70. Красников Н. Д. Динамические свойства грунтов и методы их определения. Л., Стройиздат, 1970. 239 с. с ил.

71. Ларионов А. К. Инженерно-геологическое изучение структуры рыхлых осадочных пород. М., «Недра», 1966. 238 с. с ил.

72. Лебедев А. Ф. Почвенные и грунтовые воды. М., Изд-во АН СССР, 1936. 216 с. с ил.

73. Лемб В. Новейшие методы исследования прочности и деформируемости грунтов.— В кн.: Генеральные докл. VIII межд. конгр. по механике грунтов и фундаментостроению. М., 1975, с. 5—31 с ил.

74. Лоде В. Влияние среднего главного напряжения на текучесть металлов.— В кн.: Теория пластичности. М., 1948, с. 168—205 с ил.

75. Ломизе Г. М., Гуткин А. М., Жуков Н. В. Реологические свойства пластичных глин.— «Основания, фундаменты и механика грунтов», 1963, № 2, с. 1—4 с ил.

76. Ломизе Г. М., Крыжановский А. Л., Воронцов Э. И. Исследование деформируемости и прочности лёссового грунта при пространственном напряженном состоянии.— В кн.: Вопросы механики грунтов и строительства на лёссовых основаниях. Грозный, 1970, с. 38—48 с ил.

77. Ломтадзе В. Д. Методы лабораторных исследований физико-механических свойств горных пород. Л., «Недра», 1972. 312 с. с ил.

78. Ломтадзе В. Д. Инженерная геология. Инженерная петрология. Л., «Недра», 1970. 527 с. с ил.

79. Малышев М. В. О влиянии среднего главного напряжения на прочность грунта и о поверхностях скольжения.— «Основания, фундаменты и механика грунтов», 1963, № 1, с. 7—11 с ил.

80. Маслов Н. Н. Вопросы геотехнических исследований.— В кн.: Свирьстрой. Вып. IV, Л., 1935, с. 160—177 с ил.

81. Маслов Н. Н. Прикладная механика грунтов. М., Машстройиздат, 1949. 328 с. с ил.

82. Маслов Н. Н. Условия устойчивости склонов в гидротехническом строительстве. М.—Л., Госэнергоиздат, 1955. 467 с. с ил.

83. Маслов Н. Н. К вопросу об условиях проявления ползучести глинистых грунтов в основании подпорных сооружений.— «Научн. докл. высшей школы. Строительство», 1958, № 1, с. 104—117 с ил.

84. Маслов Н. Н. Длительная устойчивость и деформация смещения подпорных сооружений. М., «Энергия», 1968. 160 с. с ил.

85. Медков Е. И. Практическое руководство к исследованию механических свойств грунтов с применением стабилметра типа М-2. М.—Л., Госэнергоиздат, 1959. 182 с. с ил.

86. Месчян С. Р. К вопросу влияния продолжительности нагружения на ползучесть связных грунтов нарушенной структуры.— «ДАН АрмССР», 1956, т. 23, № 2, с. 57—60 с ил.

87. Месчян С. Р. О влиянии длительности испытания на сопротивление грунтов сдвигу.— «ДАН АрмССР», 1961, т. 32, № 1, с. 31—36 с ил.

88. Месчян С. Р. К вопросу о длительном сопротивлении глинистых грунтов сдвигу.— «Изв. АН АрмССР. Сер. физ.-мат. науки», 1962, т. 15, № 2, с. 161—172 с ил.

89. Месчян С. Р. Кольцевой прибор для изучения ползучести и длительного сопротивления сдвигу глинистых грунтов методом кручения.— «Изв. АН АрмССР. Сер. физ.-мат. науки», 1962, т. 15, № 5, с. 119—131 с ил.

90. Месчян С. Р. О длительном сопротивлении сдвигу глинистых грунтов.— «Изв. АН АрмССР. Сер. физ.-мат. науки», 1965, т. 18, № 3, с. 85—97 с ил.

91. Месчян С. Р. Длительное сопротивление перуплотненной глины сдвигу.— «Изв. АН АрмССР. Механика», 1966, т. 19, № 5, с. 48—52 с ил.

92. Месчян С. Р. Ползучесть глинистых грунтов. Ереван, Изд-во АН АрмССР, 1967. 318 с. с ил.

93. Месчян С. Р., Галстян Р. Р. Исследование компрессионной ползучести грунта при высоких температурах.— «Изв. вузов. Строительство и архитектура», 1973, № 11, с. 140—144 с ил.

94. Месчян С. Р. Экспериментальное исследование реологических свойств глинистых грунтов при сдвиге.— В кн.: Труды I всесоюз. симпозиума по реологии грунтов, Ереван, 1973, с. 86—130 с ил.

95. Месчян С. Р., Галстян Р. Р. Исследование ползучести глинистого грун-

та при сдвиге с учетом температурных эффектов.— «Изв. АН АрмССР. Механика», 1973, т. 26, № 2, с. 74—84 с ил.

96. *Месчян С. Р.* Механические свойства грунтов и лабораторные методы их определения. М., «Недра», 1974, 192 с. с ил.

97. *Месчян С. Р., Галстян Р. Р., Бадалян Р. Г.* Ползучесть скелета слабых водонасыщенных глинистых грунтов.— В кн.: Строительство на слабых водонасыщенных грунтах. Одесса, 1975, с. 33—34.

98. *Месчян С. Р., Бадалян Р. Г.* Влияние состояния грунта на деформации ползучести при сдвиге.— «Гидротехническое строительство», 1975, № 8, с. 31—34 с ил.

99. Методика определения характеристик ползучести, длительной прочности и сжимаемости мерзлых грунтов. Под ред. С. С. Вялова. М., «Наука», 1966. 132 с. с ил. Авт.: С. С. Вялов, С. Э. Городецкий, В. Ф. Ермаков и др.

100. Методическое пособие по инженерно-геологическому изучению горных пород. Т. I. Под ред. Е. М. Сергеева, С. Н. Максимова, Г. М. Березкиной. М., МГУ, 1968. 347 с. с ил.

101. Методы определения прочности глинистых пород. Под ред. Г. К. Бондарика. М., «Недра», 1974, 216 с. с ил.

102. *Могилевская С. Е.* Вопросы длительной прочности и деформируемости лёссовых грунтов как оснований гидротехнических сооружений.— «Изв. ВНИИГ». 1960, т. 64, с. 179—190 с ил.

103. *Надаи А.* Пластичность и разрушение твердых тел. М., Изд-во иностран. лит., 1954. 648 с. с ил.

104. *Нерпин С. В., Дерягин Б. В.* Поверхностные явления в механике грунтов.— В кн.: Исследования в области поверхностных сил. М., 1961, с. 156—165 с ил.

105. *Ничипорович А. А.* Сопротивление глинистых грунтов сдвигу при расчете гидротехнических сооружений на устойчивость. М., Стройиздат, 1948. 128 с. с ил.

106. *Одинцова Л. И., Бондарик Г. К.* Сравнительные исследования показателей прочности глинистых грунтов методами одноплоскостного среза и одноосного сжатия.— В кн.: Современные методы изучения физ.-мех. свойств горных пород. М., 1968, с. 163—169 с ил. (Тематич. сб. ВСЕГИНГЕО, вып. 7).

107. *Осипов Ю. Б.* Исследование глинистых суспензий, паст и осадков в магнитном поле. М., МГУ, 1968. 158 с. с ил.

108. *Охотин В. В., Боданов Г. Ф.* К методике определения трения и сцепления в грунтах.— «Уч. зап. ЛГУ. Сер. геол. науки», 1950, № 102, вып. 1, с. 183—198 с ил.

109. *Павилонский В. М.* Экспериментальные исследования порового давления в глинистых грунтах.— «Информ. материалы ВОДГЕО», 1959, № 4, 72 с. с ил.

110. *Пекарская Н. К.* Прочность мерзлых грунтов при сдвиге и ее зависимость от текстуры. М., Изд-во АН СССР, 1963. 108 с. с ил.

111. *Покровский Г. И.* О деформации скашивания в грунтах.— «Труды ВИОС. Основания и фундаменты», 1933. Сб. I, с. 81—87 с ил.

112. Исследование внутреннего трения в песках и глинах.— «Вестн. ВИА РККА», 1936, № 6, с. 11—23 с ил. Авт.: Г. И. Покровский, А. А. Эрлих, Ф. А. Лаш, В. Г. Булычев.

113. *Полишин Д. Е.* О средних значениях удельного веса частиц основных видов грунтов.— «Труды НИИ оснований и фундаментов», 1948, № 11, с. 40—47.

114. *Попов И. В.* Лабораторные исследования при инженерно-геологических работах. Основы инженерно-геологического грунтоведения. М.—Л., Госгеолгиздат, 1941. 224 с. с ил.

115. *Попов И. В.* Инженерная геология. М., МГУ, 1959, 510 с. с ил.

116. *Попов И. В., Зубкович Г. Г.* К вопросу о криптоструктуре глин.— В кн.: Современное представление о связанной воде в породах. М., 1964, с. 21—34 с ил.

117. *Преображенская Н. А., Савченко И. А.* О влиянии вибрации на сопротивление глинистых грунтов сдвигу.— «Труды НИИ оснований и сооружений», 1958, № 32, с. 89—92 с ил.

118. Приклонский В. А. Грунтоведение. Т. I, М., Госгеолтехиздат, 1955. 430 с. с ил.

119. Прочность и ползучесть мерзлых грунтов и расчеты ледогрунтовых ограждений. Под ред. С. С. Вялова. М., Изд-во АН СССР, 1962, 254 с. с ил. Авт.: С. С. Вялов, В. Г. Гмошинский, С. Э. Городецкий, и др.

120. Ребиндер П. А. Физико-химические исследования процессов деформации твердых тел.— В кн.: Юбилейный сборник АН СССР. Ч. I, М.—Л., 1947, с. 533—561 с ил.

121. Ребиндер П. А. Структурно-механические свойства глинистых пород и современные представления физико-химии коллоидов.— В кн.: Труды совещания по инж.-геол. свойствам горных пород и методам их изучения. Т. I, М., 1956, с. 31—44 с ил.

122. Рекомендации по термоконсолидации слабых глинистых грунтов (РТМ. 31.3006-75). М., 1975. 44 с. с ил. (ММФ СССР).

123. Рельтов Б. Ф. Исследование упругих и упруго-пластических свойств связных грунтов методом затухающих крутильных колебаний.— В кн.: Гидротехническая конференция ВНИИГ. Секция грунтовых оснований. Л., 1957, с. 1—12 с ил.

124. Рельтов Б. Ф. Упрочнение связных и несвязных грунтов под действием механических и физико-химических факторов.— В кн.: Материалы совещания по закреплению и уплотнению грунтов. Киев, 1962, с. 226—232 с ил.

125. Ржаницын А. Р. Расчет сооружений с учетом пластических свойств материалов. М., Госстройиздат, 1954. 287 с. с ил.

126. Роза С. А. Результаты экспериментального изучения начального фильтрационного напора в плотных глинах.— В кн.: Вопросы механики грунтов. Л.—М., 1953, № 4, с. 28—50 с ил. (ВНИИГС).

127. Руководство по лабораторному определению физико-механических характеристик грунтов при устройстве оснований сооружений. М., Госстройиздат, 1956. 76 с. с ил.

128. Рыженко А. П. Исследование физико-механических свойств гравийно-галечных грунтов на приборе трехосного сжатия.— «Труды ЦНИИС», 1969, вып. 66, с. 9—18 с ил.

129. Саатчян Г. Г., Зайцев Ф. И. Полуавтоматический прибор для исследования прочностных характеристик грунтов.— «Сообщение НИИ транспортного строительства», 1958, № 136, 20 с. с ил.

130. Савченко И. А. Влияние вибрации на внутреннее трение в песках.— В кн.: Труды НИИ оснований и подземных сооружений, 1958, № 32, с. 83—88 с ил.

131. Сегалова Е. Е., Ребиндер П. А. Исследование структурно-механических свойств и текстотропии в олеоколлоидных системах.— «Коллоидный журнал», 1948, т. 10, № 3, с. 223—240 с ил.

132. Седлецкий И. Д. Кристаллохимия коллоидно-дисперсных минералов и силы связи в лёссовых породах.— В кн.: Науч.-технич. информ. пробл. лаб. «Строительство сооружений на лёссовых грунтах». Вып. 1, М., 1961, с. 5—15 с ил.

133. Грунтоведение. М., МГУ, 1971, 595 с. с ил. Авт.: С. М. Сергеев, Г. А. Голодковская, Р. С. Зиангиров и др.

134. Сидоров Н. Н., Сипидин В. П. Современные методы определения характеристик механических свойств грунтов. Л., Госстройиздат, 1972. 136 с. с ил.

135. Сипидин В. П., Сидоров Н. Н. Исследование грунтов в условиях трехосного сжатия. Л.—М., Госстройиздат, 1963, 91 с. с ил.

136. Скемптон А. В., Ларошель П. Оползень в Бредвелле, быстрое разрушение откосов котлована в лондонских глинах.— В кн.: Проблемы инженерной геологии. Вып. 4, М., 1967, с. 177—206 с ил.

137. Скемптон А. В. Длительная устойчивость склонов.— В кн.: Проблемы инженерной геологии. Вып. 4, М., 1967, с. 142—176 с ил.

138. Сорочан Е. А. Строительство сооружений на набухающих грунтах. М., Стройиздат, 1974. 224 с. с ил.

139. Сотников С. Н. Закономерности развития деформации ползучести глинистых грунтов при сдвиге.— «Науч. сообщения ЛИСИ», Л., 1960, 41 с. с ил.

140. Тейлор Д. Основы механики грунтов. М., Госстройиздат, 1960. 596 с. с ил.
141. Терцаги К. Основания механики грунтов. М., Транспечать, 1926. 85 с. с ил.
142. Терцаги К. Строительная механика грунтов. на основе ее физических свойств. М.—Л., Госстройиздат, 1933. 292 с. с ил.
143. Тер-Мартirosян З. Г., Воробьев Е. А., Соколова Е. Л. Испытания связанных грунтов в условиях сжатия-растяжения.— В кн.: Современные методы исследования в гидрогеологии и инженерной геологии. М., 1970, с. 154—161 с ил. (ВСЕГИНГЕО).
144. Тер-Степанян Г. И. Геотехнические исследования иольдиевых структурных глин.— «Труды науч.-исслед. сектора Ленингр. отд. Треста глубинных работ». Вып. 2, 1941, с. 4—20 с ил.
145. Тер-Степанян Г. И. Теория прогрессирующего разрушения в грунтовых и скальных породах. Ереван, Изд-во АН АрмССР, 1975. 32 с. с ил.
146. Толстой Д. М. Скольжения жидкостей и дисперсных систем по твердым поверхностям.— В кн.: Сборник статей, посвящ. памяти акад. П. А. Лазарева. М., 1956, с. 159—221 с ил.
147. Троицкая М. Н. Пособие к лабораторным работам по механике грунтов. М., МГУ, 1961. 304 с. с ил.
148. Филатов М. М. Лабораторный практикум по морфологии, физике и механике грунтов. М.—Л., Госстройиздат, 1936. 92 с. с ил.
149. Филоненко-Бородич М. М. Механические теории прочности. М., МГУ, 1961. 91 с. с ил.
150. Флорин В. А. Одномерная задача уплотнения пористой ползучей земной среды.— «Изв. АН СССР, ОТН», 1953, № 6, с. 797—812 с ил.
151. Флорин В. А. Основы механики грунтов. Т. 2. Л.—М., Госстройиздат, 1961, 543 с. с ил.
152. Харр М. Е. Основы теоретической механики грунтов. М., Стройиздат, 1971. 320 с. с ил.
153. Цилорик Н. А. Испытания грунтов в стабилometре.— В кн.: Исследование грунтов оснований.— «Труды НИИ оснований и подземных сооружений и НИИ промышленных зданий и сооружений». 1961, № 4, с. 39—53 с ил.
154. Цытович Н. А., Сумгин М. Н. Основания механики мерзлых грунтов. М.—Л., Изд-во АН СССР, 1937. 432 с. с ил.
155. Цытович Н. А. Механика грунтов. М., Госстройиздат, 1951. 528 с. с ил.
156. Прогноз скорости осадков сооружений. М., Стройиздат, 1967. 239 с. с ил. Авт.: Н. А. Цытович, Ю. К. Зарезкий, М. В. Малышев и др.
157. Чаповский Е. Г. Лабораторные работы по грунтоведению и механике грунтов. М., «Недра», 1975, 304 с. с ил.
158. Лабораторная установка для определения упругих и диссипативных свойств грунтов динамическим методом.— В кн.: Применение виброметода в строительстве.— «Труды НИИ оснований и подземных сооружений», 1962, № 51, с. 58—67 с ил. Авт.: Р. Я. Шехтер, Л. Н. Минаев, Д. С. Левшинский, Л. И. Иванова.
159. Шихиев Ф. М., Ковтун В. В. Исследование прочностных характеристик грунтов в условиях плоской деформации.— «Основания, фундаменты и механика грунтов», 1970, № 2, с. 26—28 с ил.
160. Шушерина Е. П. О некоторых закономерностях температурных деформаций мерзлых дисперсных грунтов.— В кн.: Труды I всесоюз. симпозиума по реологии грунтов. Ереван, 1973, с. 282—292 с ил.
161. Экспериментальное исследование свойств воды в тонких пленках и капиллярах.— В кн.: Инженерно-геологические свойства глинистых пород и процессы в них. Вып. I, 1972, с. 94—101. Авт.: Б. В. Железный, З. М. Зорин, В. Д. Соболев, Н. В. Чураев (Труды междунар. симпозиума).
162. Bingham E. C. "U. S. Bull. Bur. Stand.", 1916, v. 13, p. 309.
163. Bishop A. W. Strength of soils as engineering materials. Sixth Rankine Lecture. — "Geotechnique", 1966, v. 16, № 1, p. 89—130.
164. Bishop A. W. Shear strength parameters for undisturbed and remolded soil specimens. Stress-strain behaviour of soils. — In: Proc. Roscoe Mem. Symposium. Cambridge Univ., 1972, p. 3—58; 134—139.

165. *Bishop A. W., Green G. E., Skinner A. E.* Strength and deformation measurements on soils. — In: „Proc. 8-th ICOSOMEF“. Moscow, 1973, v. 1. 1. p. 57—64.

166. *Bjerrum L., Rosenqvist I.* Some experiments with artificially sedimented clays. — „Geotechnique“, 1956, v. 6, № 3, p. 124—136.

167. *Bjerrum L., Simons N., Torblaa J.* The effect of time on the shear strength of soft marine clay. — In: Proc. Brussels Conf. Earth Press Problems, 1958, v. 1, p. 148.

168. *Boltzmann L.* Zur Theorie der elastischen Nachwirkung. — „Wiener Ber.“, 1874, Bd 70, S. 275.

169. *Broms B. B., Casbarian A. O.* Effects of rotation of the principal stress axes and of the intermediate principal stress on the shear strength. — In: „Proc. 6-th ICOSOMEF“, Montreal, 1965, v. 1, p. 179—183.

170. *Buisson M.* Tassement évalués d'après les essais oedométriques-comparaison des hypothèses-appareil triaxial. — „Travaux“, 1948, № 164, p. 319—321.

171. *Casagrande A.* The structure of clay and its importance in foundation engineering. — „J. Boston Soc. Civil Engrs“, 1932, v. 19, p. 168—209.

172. *Casagrande A., Wilson S. D.* Effect of rate loading on the strength of clays and shales at constant water content. — „Geotechnique“, 1951, № 2 p. 251—263.

173. *Geuse E. C. W. A., Tan Tjong-Kie.* The mechanical behaviour of clays. — In: Proc. Second Intern. Congr. Rheology. London, 1954, p. 247—259.

174. *Goldschmidt V. M.* Underskelser over lersedimenter. — „Nord. jordbruksforsk.“, 1926, № 4—7, p. 434—445.

175. *Haefeli R.* Creep problems in soils, snow and ice. — In „Proc. 3-rd ICOSOMEF“, Zürich, 1953, v. III, p. 238—251.

176. *Henkel D. I.* Investigations of two long-term failures in London clay slopes at Wood Green and Northolt. In: „Proc. 4-th ICOSOMEF“, London, 1957, v. 11, p. 315—320.

177. *Hohenemser K., Prager W.* Fundamental equations and definitions concerning the mechanics in isotropic continua. „J. Rheol.“, 1932, № 3, p. 8—20.

178. *Kjellman W.* Report on an apparatus for consummate investigation of the mechanical properties of soils. — In: „Proc. 1-th ICOSOMEF“, Harvard, 1936, v. 2, p. 16—20.

179. *Lambe W.* The structure of inorganic soils. — „J. Amer. Soc. Civil Engrs“, 1953, v. 79, № 315, p. 1—49.

180. *Maxwell J.* On the dynamical theory of gases. „Philos Trans.“, 1867, p. 52; „Philos Mag.“, 1868, v. 4, p. 35, 138.

181. *Mitchell J. K.* Fundamental Aspect of Thixotropy in soils. — „Proc. ASCE“, 1960, v. 86, NSM-3, Pt 1, p. 19—52.

182. *Mohr O.* Abhandlungen aus dem Gebiete der technischen Mechanik. Berlin, 1914, S. 192; „Z. Vereines dtsh. Ingr.“, 1900, v. 44, p. 1524—1530; 1372—1577; 1901, v. 45, S. 740.

183. *Murayama S., Shibata T.* On the rheological characters of clay. — „Trans. Japan Soc. Civil Engrs“, 1956, № 40, p. 1—31.

184. *Murayama S., Hata S.* On the effect of remoulding clay. — In: Proc. 4-th ICOSOMEF, London, 1957, v. 1, p. 80—82.

185. *Murayama S., Shibata T.* Rheological properties of clays. — In: Proc. 5-th ICOSOMEF, Paris, 1961, v. 1, p. 269—273.

186. *Poynting S. H., Thomson J. J.* Properties of Matter. London, 1902, p. 143—158.

187. *Rosenqvist I.* Th. Investigations in the clay-electrolyte-water system. „Publ. Norw. Geotech. Inst.“, Oslo, 1955, № 9, p. 1—24.

188. *Rowe P. W.* C-O hypothesis for normally loaded clays at equilibrium. — In: Proc. 4-th ICOSOMEF, London, 1957, v. 1, p. 189—192.

189. *Schmid W. E.* New concept of shearing strength for saturated clays. — „Soils-Soils“, 1962, pt 1, № 1, p. 31—42, pt 2, № 2, p. 19—26.

190. *Schwedoff M. T.* Recherches expérimentales sur la cohésion des liquides. — „J. Phys.“, 1889, 8(2), p. 341—359; 1890, 9(2), p. 34—46.

191. *Seed H. B., McNeil R., DeGuenin J.* Increased resistance to deformation of clay caused by repeated loading. — „Soil Mech. and Foundat. Div.“ 1958, v. 84, SM 2, pap. 1445, p. 1—35.

192. *Tan Tjong-Kie.* Secondary time effect and consolidation of clays. — „Scientia sinica“, 1958, v. VII, № 11, p. 1060—1075.

193. *Tan Tjong-Kie.* Structure mechanics of clays. — „Scientia sinica“, 1959, v. VIII, № 1, p. 83—97.

194. *Taylor P. W., Parton I. M.* Dynamic torsion testing of soils. — In: „Proc. 8-th ICOSOMEF, Moscow, 1973, v. 1, 2, p. 425—432.

195. *Terzaghi K.* The shearing resistance of saturated soils and the angle between the plane of shear. In: „Pros. 1-st ICOSOMEF“, Harvard, 1936, v. 1, p. 54—56.

196. *Tidemann H.* Über die Schubfestigkeit bindiger Böden. — „Bautechnik“, 1937, v. 10, № 13, p. 8—14.

197. *Trollop D., Zafer M.* A study of sand and sand clay mixtures in triaxial compression. — In: Pros. 2-nd Australia-N. Zealand Conf. on Soil Mech. and Foundat. Engrs, 1965, p. p. 72—86.

198. *Trollop D., Chan C.* Soil structure and the stress-strain phenomenon. — „Proc. Amer. Soc. Civil Engrs“, 1960, v. 86, SM2, pt. I, paper 2431, p. 1—39.

199. *Voight W.* Ueber innere Reibung fester Körper, insbesondere der Metalle. — „Ann. phys.“, 1892, v. 47, p. 671—693.

200. *Yoshimi Y., Oh-Okaz H.* A ring torsion apparatus for simple shear tests. — „Proc. 8-th ICOSOMEF“, Moscow, 1973, v. 12, p. 501—506.

ОГЛАВЛЕНИЕ

	стр.
Предисловие	3
Глава I. Основные сведения о глинистых грунтах	5
§ 1. Введение	5
§ 2. Понятие о составе глинистых грунтов	6
§ 3. Сведения о размере, форме и распределении электрических зарядов на поверхности частиц глинистых грунтов и их классификация по гранулометрическому составу	11
§ 4. Общие представления о связности, структуре и текстуре глинистых грунтов	13
§ 5. Физические и водные свойства глинистых грунтов	23
Глава II. Основные положения механики деформируемой среды и теории прочности грунтов	33
§ 1. Введение	33
§ 2. Краткие сведения о деформативных свойствах глинистых грунтов	39
§ 3. Понятие об уравнениях состояния упруго-вязких тел и закономерности ползучести глинистых грунтов	43
§ 4. Напряженно-деформированное состояние в точке деформируемой среды	51
§ 5. Понятие о теориях прочности	60
§ 6. Теория прочности Кулона—Мора	64
§ 7. Теория прочности А. И. Боткина. Условные прочности М. М. Филоненко-Бородича	67
Глава III. Начальное сопротивление глинистых грунтов сдвигу	70
§ 1. Введение	70
§ 2. Приборы, используемые для определения начального и длительного сопротивления глинистых грунтов сдвигу	71
§ 3. Приборы одноплоскостного среза	74
§ 4. Приборы кручения	81
§ 5. Общие положения методики определения начального сопротивления глинистых грунтов сдвигу	87
§ 6. Метод лабораторного определения сопротивления сдвигу (срезу) песчаных и глинистых грунтов в условиях завершеного уплотнения	94
§ 7. Определение сопротивления глинистого грунта сдвигу методами консолидированно-недренированного (ускоренного) и неконсолидированно-недренированного (быстрого) среза	99
§ 8. Методы и приборы измерения избыточного давления в поровой воде	100
§ 9. Влияние высоты образца и конструкции прибора на сопротивление грунта сдвигу	104
§ 10. Влияние температуры на сопротивление сдвигу водонасыщенных глинистых грунтов	108
§ 11. Вибросопротивление глинистых грунтов сдвигу	112
§ 12. Сопротивление набухающего грунта сдвигу	121

Глава IV. Определение начальной прочности глинистых грунтов методами трех- и одноосных испытаний	126
§ 1. Введение	126
§ 2. Приборы трехосного сжатия (стабилометры)	131
§ 3. Приборы одноосного сжатия и растяжения	144
§ 4. Подготовка грунта к испытанию	146
§ 5. Методы испытания образцов на трехосное сжатие	150
§ 6. Одноосное сжатие	158
§ 7. Определение прочностных характеристик грунтов методом сжатие—растяжение	163
Глава V. Длительная прочность глинистых грунтов	166
§ 1. Введение	166
§ 2. Существующие представления о природе изменяемости прочности глинистых грунтов во времени	171
§ 3. Влияние длительности среза на сопротивление глинистых грунтов сдвигу	177
§ 4. Влияние продолжительности действия постоянного сдвигающего напряжения на сопротивление глинистых грунтов сдвигу	186
Список литературы	197

ИБ № 1899

Степан Рубенович Месчян

Начальная и длительная прочность глинистых грунтов

Редактор издательства *С. Г. Бароянц*
Переплет художника *Б. К. Силаева*
Художественный редактор *В. В. Евдокимов*
Технические редакторы *А. В. Трофимов, В. В. Соколова*
Корректор *М. П. Курылева*

Сдано в набор 18.01.77. Подписано в печать 25.01.78. Т-02921. Формат 60×90¹/₁₆. Бумага офс. Гарнитура литер. Печать высокая. Печ. л. 13,0. Уч.-изд. л. 14,11. Тираж 4500 экз. Заказ В-63/5796—2. Цена 1 р. 60 к.

Издательство «Недра», 103633, Москва, К-12, Третьяковский проезд, 1/19
Татарское книжное издательство. г. Казань, ул. Баумана, 19.

Полиграфический комбинат им. К. Якуба Управления по делам издательств, полиграфии и книжной торговли Совета Министров ТАССР. Казань, ул. Баумана, 19.

1 p. 80 r.

2656

HEPRA