

МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ И НАУКИ РОССИЙСКОЙ ФЕДЕРАЦИИ

Федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение
высшего профессионального образования

**«НАЦИОНАЛЬНЫЙ ИССЛЕДОВАТЕЛЬСКИЙ
ТОМСКИЙ ПОЛИТЕХНИЧЕСКИЙ УНИВЕРСИТЕТ»**

В.В. Крамаренко

ГРУНТОВЕДЕНИЕ

*Допущено УМО вузов по образованию в области прикладной геологии
в качестве учебного пособия для студентов высших учебных заведений,
обучающихся по направлениям подготовки
130100 «Геология и разведка полезных ископаемых»
и 130300 «Прикладная геология»*

Издательство
Томского политехнического университета
2011

УДК 621.131(075.8)

ББК 26.3я73

К78

Крамаренко В.В.

К78 Грунтоведение: учебное пособие / В.В. Крамаренко; Томский политехнический университет. – Томск: Изд-во Томского политехнического университета, 2011. – 431 с.

ISBN 978-5-98298-885-0

В пособии изложены теоретические сведения о составе, состоянии, физических, гидрофизических, химических и физико-механических свойствах грунтов, об их прогнозировании, классификации, методах их исследования и обработке результатов.

Пособие предназначено для студентов, обучающихся по специальности 130302 «Поиски и разведка подземных вод и инженерно-геологические изыскания» направлений 130100 «Геология и разведка полезных ископаемых» и 130300 «Прикладная геология», а также может быть полезно для студентов строительных специальностей.

УДК 621.131(075.8)

ББК 26.3я73

Рецензенты

Кандидат геолого-минералогических наук
доцент кафедры инженерной геологии и геоэкологии ТГАСУ

А.А. Краевский

Начальник отдела инженерно-строительных изысканий
ООО «Спецгеострой»

В.Э. Воскресенский

ISBN 978-5-98298-885-0

© ФГБОУ ВПО НИ ТПУ, 2011

© Крамаренко В.В., 2011

© Оформление. Издательство Томского политехнического университета, 2011

ПРЕДИСЛОВИЕ

Учебное пособие содержит лекционный материал по дисциплине «Грунтоведение» и предназначено для студентов очного и заочного обучения направления «Геология и разведка полезных ископаемых». Пособие подготовлено с учетом последних достижений науки и практики. В нем освещены вопросы, связанные с составом грунтов, с их физическими, гидрофизическими, химическими, физико-механическими свойствами, методиками изучения их основных параметров, а также с классифицированием грунтов. Более детально разработаны темы, посвященные специфическим грунтам: органическим, просадочным и мерзлым, что немаловажно для территорий Западной Сибири, северных регионов и Дальнего Востока.

Учебным планом дисциплины «Грунтоведение» предусмотрены лабораторные работы, в связи с чем в пособии приводятся методы проведения анализов и испытаний грунтов, описание применяемых при испытаниях приборов и оборудования, основная терминология и классификации грунтов, позволяющие прогнозировать их свойства, а также описание используемых зарубежных методов проведения аналогичных опытов и другие данные, необходимые для сравнения их результатов.

По грунтоведению до настоящего времени создан ряд знаменательных работ, которые сыграли большую роль в становлении теоретических и практических основ науки. Среди них труды Е.М. Сергеева, В.А. Приклонского, В.Д. Ломтадзе, Е.Г. Чаповского, В.И. Осипова, а также коллективная работа преподавателей МГУ под редакцией В.Т. Трофимова, обобщившая многолетний опыт ученых и производственников. Данное пособие подготовлено на основе этих работ, но носит в основном прикладной характер, в нем подробно рассмотрены основные показатели, определяемые при инженерно-геологических изысканиях (таблица ниже), а также характеристики, по которым грунты классифицируются в соответствии с действующими нормативными документами. В основу раздела о физико-механических свойствах грунтов положены действующие нормативные документы и работы Г.Г. Болдырева.

Таблица

Виды лабораторных определений состава и свойств грунтов при изысканиях [109, 112, 113]

Лабораторное определение	Грунты					Государственный стандарт
	Крупно-обломочные	Песчаные	Глинистые	Скальные	Лед	
Гранулометрический состав [109]	+	+	С	–		12536
Петрографический состав [109]	С	–	–	С		–
Минеральный состав [109]	С	С	С	–		–
Валовой химический состав [109]	–	С	С	С		–
Суммарное содержание легко- и среднерастворимых солей [109]	С	С	С	С		–
Определение содержания легко- и среднерастворимых солей [113]	С	+	+	–		26423 26428
Емкость поглощения и состав обменных катионов [109]	–	–	С	–		–
Относительное содержание органических веществ [109]	С	С	С	–		23740
Природная влажность [109]	+	+	+	С		5180
Влажность на границе текучести и раскатывания [109]	–	–	+	–	–	5180
Плотность [109]	+	+	+	+	+	5180
Максимальная плотность [109]	С	С	С	–		22733
Плотность в предельно плотном и рыхлом состоянии [109]	С	С	–	–	–	–

Лабораторное определение	Грунты					Государственный стандарт
	Крупно-обломочные	Песчаные	Глинистые	Скальные	Лед	
Плотность сухого грунта в предельно плотном и рыхлом состоянии [113]	С	+	–	–	–	–
Плотность частиц грунта [109, 113]	+	+	+	–	–	5180
Угол естественного откоса под водой и в сухом состоянии [109, 113]	–	+	–	–	–	–
Максимальная молекулярная влагоемкость [109]	–	С	С	–	–	–
Коэффициент фильтрации [109]	–	С	С	–	–	25584
Размокаемость [109]	–	–	С	С	–	–
Растворимость [109]	–	–	–	С	–	–
Коэффициент выветрелости [109]	С	–	–	С	–	–
Коррозионная активность [109]	–	С	С	–	–	–
Компрессионное сжатие [109]	С	С	+	–	–	12248
Трехосное сжатие [109]	С	С	+	–	–	12248
Сопротивление срезу (прочность) [109]	С	С	+	–	–	12248
Сопротивление одноосному сжатию [109]	С	–	С	+	–	12248
Общая карбонатность [109]	С	+	+	+	–	ASTM, D4373
Коэффициент теплопроводности мерзлых и талых грунтов [112]	+, Р	+, Р	+, Р	С	С	26263
Объемная теплоемкость мерзлых и талых грунтов [112]	+, Р	+, Р	+, Р	С	С	**1)
Коррозионная агрессивность мерзлых засоленных грунтов [112]	+	+	+	–	–	**2)
Температура начала замерзания засоленных грунтов [112]	+*	+, Р	+, Р	–	–	**1)
Температура начала замерзания незасоленных грунтов [112]	+, Р*	+, Р	+, Р	–	–	**1)
Степень пучинистости грунтов [112]	+, Р(II)	+, Р(II)	+, Р(II)	–	–	28622
Касательные силы пучения грунтов [112]	+, Р	+, Р	+, Р	С	С	**
Сжимаемость пластично- мерзлых грунтов [112]	+, Р(II)	+, Р(II)	+, Р(II)	–	–	12248
Коэффициент оттаивания и сжимаемости грунтов при оттаивании [112]	–	–	С	–	–	12248
Коэффициент вязкости сильнольдистых грунтов [112]	–	+	+	–	С	То же
Эквивалентное сцепление [112]	–	С	+	–	–	То же
Сопротивление мерзлого грунта сдвигу по поверхности смерзания фундамента [112]	+, Р(I)	+, Р(I)	+, Р(I)	С	С	То же
Сопротивление мерзлых грунтов и льдов нормальному давлению [112]	+, Р(I)	+, Р(I)	+, Р(I)	С	С	**1)
Сопротивление мерзлых грунтов и льдов сдвигающим усилиям [112]	–	+, Р(I)	+, Р(I)	+, Р(I)	С	С

Примечание. «+» – определения выполняются; «–» – не выполняются; «С» – выполняются по дополнительному заданию; «Р» – устанавливается расчетом; «+, Р» – выполняется или устанавливается расчетом; (I), (II) – принцип использования мерзлых грунтов в качестве основания; * – определяется в глинистом заполнителе; ** – рекомендуется использовать: 1) Руководство по определению физических, теплофизических и механических характеристик мерзлых грунтов. Стройиздат, М., 1973; 2) Регламент «Коррозионная агрессивность мерзлых грунтов по отношению к стали». ПНИИИС, М., 1997.

Пособие будет полезно не только студентам, обучающимся по направлению «Геология и разведка полезных ископаемых», но и студентам всех геологических и строительных специальностей, а также производственникам – инженерам-геологам, изыскателям, проектировщикам и строителям.

ВВЕДЕНИЕ

Грунтоведение – это научное направление инженерной геологии, исследующее состав, состояние, строение и свойства грунтов и грунтовых массивов, закономерности их формирования и пространственно-временного изменения под воздействием геологических процессов, формирующихся под влиянием природных факторов и в связи с инженерно-строительной деятельностью человека.

Объектом изучения грунтоведения являются грунты, сложенные ими простые и сложные геологические тела, которые в свою очередь формируют грунтовые толщи, и геологические природные и антропогенные процессы, проходящие в них. Эти элементы представляют собой верхние горизонты земной коры и являются объектами трех самостоятельных, тесно связанных между собой научных направлений инженерной геологии: грунтоведения, инженерной геодинамики и региональной инженерной геологии.

Предметом изучения грунтоведения являются знания о грунтах, их составе, состоянии, строении и свойствах.

К пониманию термина «грунт» в инженерно-геологической литературе существует два принципиально различных подхода. *Первый* трактует «грунт» как специальный инженерно-геологический термин, который широко используется в строительной литературе и практике, а *второй* отрицает необходимость использования этого термина, считая его чуть ли не излишним.

Определение, принятое авторским коллективом (Е.М. Сергеев, Г.А. Голодковская, Р.С. Зиангиров, В.И. Осипов и В.Т. Трофимов), дано в третьем издании учебника «Грунтоведение» (1971): «*Грунты* – это любые горные породы и почвы, которые изучаются как многокомпонентные системы, изменяющиеся ко времени, с целью познания их как объекта инженерной деятельности человека». В качестве компонент грунта авторы называли твердую, жидкую и газовую составляющие.

Г.К. Бондарик в 1981 г. дал свое определение термина: «*Грунт* есть минеральная (органоминеральная) фазовая система, включающая в общем случае твердую, жидкую и газообразную фазы. Твердая фаза грунта может быть представлена любой горной породой, горной породой и льдом, любой почвой». Или «под грунтами понимают любые горные породы, почвы и антропогенные геологические образования, рассматриваемые как многокомпонентные динамичные системы, изучаемые в связи с инженерной деятельностью человека».

В.Д. Ломтадзе в «Словаре по инженерной геологии...» писал, что «*грунт* – широко распространенное в строительной практике условное прикладное наименование, главным образом, песчаных и глинистых пород. Попытка обозначать этим термином любые горные породы не получила признания. Существуют международные ассоциации *по механике грунтов и фундаментостроению* и *по механике скальных горных пород*. Ученые и инженеры первой занимаются изучением песчаных и глинистых пород в инженерном аспекте, а второй – изучением горных пород твердых (скальных) и относительно твердых (полускальных). В инженерной геологии следует исходить из фундаментальных геологических понятий, т. е. все геологические образования земной коры, как природные, так и измененные инженерной деятельностью человека, следует называть *горными породами*». В зарубежной практике понятия грунты (*soil*) и скальные грунты (*rock*) не связаны одним термином, так как они значительно различаются по составу, свойствам и, соответственно, по методикам определения их характеристик.

Геологический словарь определяет, что «*породы горные* – естественные минеральные агрегаты определенного состава и строения, сформировавшиеся в результате геологических процессов и протекающие в земной коре в виде самостоятельных тел. С геохимической точки зрения горные породы – естественные закономерные ассоциации минералов, состоящие преимущественно из петрогенных элементов (главных химических элементов породообразующих минералов). В соответствии с главными геологическими процессами, приводящими к образованию горных пород, среди них различают 3 генетических класса: осадочные, магматические (изверженные) и метаморфические». Таким образом, по данному определению *горные породы* представлены только минеральной составляющей.

В.Т. Трофимов предложил под *грунтами* понимать любые горные породы, почвы, осадки и антропогенные геологические образования, рассматриваемые как многокомпонентные динамичные системы, исследуемые в связи с планируемой, осуществляемой или осуществленной инженерной деятельностью человека [50].

Учитывая вышесказанное, ГОСТ 25100 дает следующее определение: «*Грунт* – это горные породы, почвы, техногенные образования, представляющие собой многокомпонентную, многообразную геологическую систему, являющуюся объектом инженерно-хозяйственной деятельности. Грунты могут служить основаниями зданий и сооружений, средой для их размещения, материалом для их возведения» [34].

1. ИСТОРИЯ РАЗВИТИЯ И ЗАДАЧИ ГРУНТОВЕДЕНИЯ

В истории развития грунтоведения обычно выделяют предысторию и три основных этапа [50]: *первый* – 1920–1945 гг., *второй* – 1946–1986 гг., *третий этап* – с 1987 г. по настоящее время.

Предыстория грунтоведения – длительный этап развития терминологии, поиска методов и методик изучения грунтов. В XIX в. среди русских строителей установилось определенное понятие термина «грунт», под которым понимались те горные породы, которые служили в качестве основания для какого-либо сооружения. В связи со строительством железных дорог к геологическому обоснованию проектов были привлечены крупнейшие русские геологи – И.В. Мушкетов, А.П. Павлов, В.А. Обручев, А.П. Карпинский, С.А. Яковлев и др. В процессе этих работ в геологии наметилось новое «инженерное» направление, а в конце XIX – начале XX в. в России широкое распространение получили термины «геолого-технические» и «техничко-геологические» изыскания.

Зарубежные ученые в этот период также исследуют грунты в связи со строительством сооружений. Наиболее значимые работы проводят: С.А. Coulomb (давление грунта, сдвиговые напряжения), Т. Telford (каналы, земляные работы, фундаменты), С. Verigny (земляные работы), А. Collin (стабильность склонов, земляные работы), Sir B. Baker и W.J., M. Rankine, H.D. Krey, A.L. Bell (давление грунта), J. Boussinesq (распределение напряжений), O. Reynolds (дилатансия песков), A.M. Atterberg (классификация грунтов, консистенция глин).

Первый этап развития грунтоведения. В 1923 г. в Ленинграде создано Дорожно-исследовательское бюро, в котором под руководством Н.И. Прохорова, П.А. Замятченского и Н.Н. Иванова были исследованы почвы и осадочные породы для дорожного строительства. Большое значение для развития грунтоведения имели работы П.А. Замятченского, М.М. Филатова, И.В. Попова, В.А. Приклонского, В.В. Охотина, С.С. Морозова и др. Благодаря М.М. Филатову, методологической основой науки стал генетический подход при изучении грунтов. Суть его в том, что их состав, строение и свойства рассматриваются как результат их генезиса и последующих постгенетических преобразований на этапе диагенеза, катагенеза, метаморфизма и гипергенеза. Одновременно с грунтоведением возникла механика грунтов. Ее исходные положения были освещены и в вышедшей в 1925 г. монографии К. Терцаги «Строительная механика грунтов», где были приведены теория консолидации и закон эффективных напряжений.

В 1929 г. была организована первая кафедра инженерной геологии в Ленинградском горном институте, в 1930 г. открыта кафедра грунтоведения в Ленинградском университете, в 1932 г. – в Московском геологоразведочном институте, а в 1938 г. – в Московском университете.

В 1930 г. в Томске в Сибирском геологоразведочном институте создана кафедра гидрогеологии и инженерной геологии, которая до открытия аналогичной кафедры в 1968 г. в Иркутском технологическом институте была единственной в Сибири и на Дальнем Востоке.

На данном этапе развития грунтоведение сформировалось в самостоятельную науку, исследующую свой объект как геологический и исторический; было разработано множество методов и методик изучения состава, строения, состояния и свойств грунтов на основе адаптации методов других наук и разработки собственных методов, что позволило успешно решать научные и практические задачи; произошла интеграция грунтоведения с другими инженерно-геологическими разделами, в результате чего сформировалась инженерная геология, объединившая грунтоведение, инженерную геодинамику и методику инженерно-геологических исследований. Выпущены учебные пособия и монографии: М.М. Филатов «Основы дорожного грунтоведения» (1936), В.А. Приклонский «Общее

грунтоведение» (1943), В.В. Охотин «Физические и механические свойства грунтов в зависимости от их минералогического состава и степени дисперсности» (1937), И.В. Попов «Основы инженерно-геологического грунтоведения» (1941).

Второй этап – этап бурного и многопланового развития грунтоведения. Исследования охватили, по Е.М. Сергееву, «изучение грунтов от микроуровня до массива с целью рационального использования геологической среды». В этот период огромный вклад в развитие методологических положений грунтоведения внесли В.А. Приклонский, Е.М. Сергеев, Г.К. Бондарик, В.Д. Ломтадзе, В.Т. Трофимов. Важнейшие результаты получены в изучении глинистых грунтов: И.М. Горьковой, Н.Я. Денисовым, Р.С. Зиангировым, В.Д. Ломтадзе, В.И. Осиповым, В.Н. Соколовым; лёссовых грунтов: Ю.М. Абелевым, А.К. Ларионовым, М.П. Лысенко, А.В. Минервиным, Е.М. Сергеевым, В.Т. Трофимовым, Я.Е. Шаевичем; песчаных грунтов: И.В. Ладыгиным, Л.В. Шаумян; мерзлых грунтов: С.С. Вяловым, Э.Д. Ершовым, Л.Т. Роман, П.А. Шумским; искусственных грунтов: Л.В. Гончаровой, С.С. Морозовым, Б.А. Ржанициним и др. Современные представления о структурных связях в грунтах разработали И.В. Попов, В.И. Осипов, В.Н. Соколов; о видах воды и процессах на границе твердой и жидкой компонент – Е.М. Сергеев, Р.И. Злочевская, В.А. Королев; о морфологических особенностях микростроения грунтов электронно-микроскопическим методом – Р.А. Дацко, Г.Г. Ильинской. Новые приборы для лабораторного изучения состава, строения и свойств грунтов были разработаны А.М. Васильевым, В.Я. Калачевым, И.М. Литвиновым, сотрудниками институтов Гидропроект, ВСЕГИНГЕО ЦНИИ МПС. Приборы для исследования свойств грунтов в массиве изобретены И.М. Литвиновым, Л.С. Амаряном, сотрудниками трестов инженерных изысканий.

Издана учебная литература: Е.М. Сергеев «Общее грунтоведение» (1952) и «Грунтоведение» (1939); В.А. Приклонский «Грунтоведение» (1949, 1951 и 1955); В.Д. Ломтадзе «Инженерная геология. Инженерная петрология» (1970 и 1984); Е.М. Сергеев, Г.А. Голодковская, Р.С. Зиангиров, В.Т. Трофимов, В.И. Осипов «Грунтоведение» (1971, 1974 и 1983); В.Д. Ломтадзе «Методы лабораторных исследований физико-механических свойств песчаных и глинистых грунтов» (1952, с 1970, 1972 и 1990 гг. пособие выходило в свет под иными названиями); Е.Г. Чаповский «Лабораторные работы по грунтоведению и механике грунтов» (1958, 1962, 1964 и 1975); «Методическое пособие по инженерно-геологическому изучению горных пород» под редакцией Е.М. Сергеева (1984).

В этот период грунтоведение стало зрелой наукой с совершенным теоретическим базисом и разработанным аппаратно-методическим комплексом, которые позволили решать сложные задачи по исследованию грунтов.

Третий этап развития грунтоведения начинался в условиях перестройки и изменения экономических основ государства. В этот период существенно продвинулись теоретические разработки, основанные на обобщении накопленного огромного экспериментального материала, малозатратные лабораторные исследования грунтов, произошло внедрение компьютерных технологий, в том числе ГИС-технологий. Опубликованы монографии, в которых по-новому рассмотрены традиционные вопросы грунтоведения: В.Т. Трофимов «Генезис просадочности лёссовых пород» (1997), В.А. Королев «Очистка грунтов от загрязнения» (2002), И.К. Григорьева «Микростроение лёссовых пород» (2002). В 1993 г. опубликован «Практикум по грунтоведению», объединивший опыт проведения лабораторных работ в МГУ. В 2001 г. под редакцией В.Т. Трофимова издано «Грунтоведение», включившее огромный материал исследований грунтов; в 2006 г. вышел «Справочник современного изыскателя», авторы В.И. Куштин, И.Ф. Куштин и Л.Р. Маилян; в 2007 г. выпущены «Инженерно-геологические карты», авторы В.Т. Трофимов и Н.С. Красилова; «Инженерная геодинамика», авторы Г.К. Бондарик, В.В. Пендин и Л.А. Ярг; «Инженерно-геологические изыскания», авторы Г.К. Бондарик и Л.А. Ярг.

Конечной целью практических инженерно-геологических работ является создание совместно с проектировщиками, строителями и эксплуатационниками природно-геологической литосистемы (как части природно-технической системы), которая, с одной стороны, должна функционировать устойчиво, в оптимальном проектном режиме в данных инженерно-геологических условиях, а с другой – ограничить изменение последних под воздействием инженерного сооружения в некотором оптимальном диапазоне. В этих условиях функционирующая природно-техническая система сохраняет устойчивость, т. е. не переходит в другую систему.

Решение этой задачи проходит ряд стадий, в ходе которых осуществляется переход от потенциального воздействия на массив горных пород к реальному, в связи с чем инженеру-геологу в процессе своей деятельности приходится исследовать *три типа систем*:

- 1) природную геологическую реальную (природную литосистему реальную);
- 2) природно-техническую литосистему идеальную;
- 3) природно-техническую литосистему реальную (рис. 1.1).

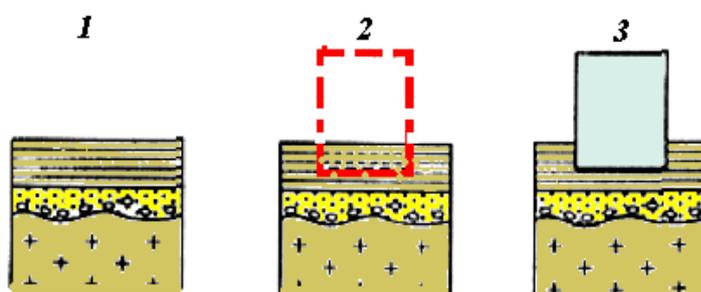


Рис. 1.1. Три типа литосистем, исследуемых инженером-геологом:
 1 – природная геологическая реальная; 2 – природно-техническая идеальная;
 3 – природно-техническая реальная

Первую из этих систем – **природную литосистему реальную** – инженер изучает на первом этапе практических работ – на этапе проведения инженерно-геологических изысканий для обоснования внестадийных или раннестадийных проектных решений. Все работы направлены на изучение состава, состояния, строения и свойств (инженерно-геологических условий) этой системы и закономерностей их формирования (морфологическая и ретроспективная задачи).

Природно-техническая идеальная литосистема исследуется инженером-геологом на стадии проектирования инженерного сооружения. Система создается совместным трудом проектировщика и инженера-геолога в виде идеальных моделей разного типа. На этом этапе реально существует только массив горных пород, изученный в инженерно-геологическом отношении с определенной достоверностью. Инженерного сооружения и воздействий от него еще нет, поэтому идеальная природно-техническая литосистема моделируется мысленно. Определяются важнейшие морфологические особенности литосистемы и режим функционирования: выбор типа и размера сооружения, типа фундамента в данной инженерно-геологической обстановке; выбор режима эксплуатации; прогноз поведения массива под влиянием потенциальных воздействий; обоснование и создание проекта схемы защиты инженерного сооружения и массива горных пород от вероятных геологических процессов и т. д.

Природно-техническая литосистема реальная создается в процессе строительства технической подсистемы и ее взаимодействия с массивом горных пород. На этом этапе инженер-геолог получает качественные и количественные характеристики взаимодействия сооружения с массивом горных пород в результате режимных наблюдений.

Весь комплекс задач, рассматриваемых в процессе инженерно-геологических исследований, разделяется на *три типа*: *морфологические, ретроспективные и прогнозные*. *Морфологические задачи* – это задачи, связанные с изучением состава, состояния, строения и свойств анализируемых грунтов, их инженерно-геологических условий в целом.

Ретроспективные задачи, т. е. обращенные в прошлое, связаны с изучением истории формирования объекта исследований и его качеств. *Прогнозные задачи* – задачи, связанные с изучением динамики исследуемой системы под воздействием различных причин в будущем; это динамические задачи, которые решают в физическом времени. Их решение опирается на данные, полученные при исследовании морфологических и ретроспективных задач.

Многообразию теоретико-методических задач грунтоведения может быть сведено к следующим позициям:

- к дальнейшему изучению состава, строения, состояния и свойств грунтов и слоев ими толщ верхних горизонтов земной коры, закономерностей их формирования, динамики развития под влиянием эволюции природы и в связи с инженерно-хозяйственной деятельностью человека;
- развитию исследований по восстановлению истории формирования и созданию логико-графических моделей формирования свойств грунтов различных классов и различных генетических типов применительно к конкретным инженерно-геологическим структурам;
- созданию завершенных частных и общей теории формирования состава, строения, состояния и свойств грунтов (частные теории должны описывать формирование особенностей грунтов строго определенных генетических, литологических и других типов, а общая теория должна отражать главные черты формирования всего глобального многообразия грунтов);
- разработке принципиально новых методов и методик изучения состава, строения, состояния и свойств грунтов;
- совершенствованию теории и методов оценки устойчивости массивов грунтов к природным и техногенным воздействиям с точки зрения обеспечения стабильного функционирования инженерных сооружений;
- Прикладные задачи можно свести к трем направлениям:
 - к инженерно-геологическому обоснованию проектов инженерных сооружений и рациональному использованию верхних горизонтов земной коры для их размещения;
 - оценке влияния природных и техногенных воздействий на состояние и свойства грунтов и их массивов как оснований сооружений;
 - практическому управлению природно-технической или природной литосистемой с целью сохранения обеспечения ими функциональных особенностей [50].

2. СОСТАВ ГРУНТОВ

Грунт – это минеральная или органическая, органо-минеральная, многокомпонентная, многофазовая динамическая система, которая изучается в инженерно-геологическом отношении. Составляющими компонентами грунтовой системы являются (рис. 2.1): твердая компонента (минеральная, ледяная и органическая составляющие), жидкая компонента (содержащиеся в пустотах пород природные воды), газообразная компонента (газы в пустотах пород) и биотическая живая компонента (макро- и микроорганизмы, обитающие в горных породах) [50].

Соотношение компонент в грунтах определяет их состояние и свойства. В зависимости от того, полностью или частично будут заполнены поры водой (или газом) и содержатся в них живые микроорганизмы или нет, грунты могут являться двух-, трех- и четырехкомпонентными системами. Если грунт состоит из твердых частиц и все поры заполнены водой, то он является двухфазной системой. В большинстве случаев в грунте кроме твердых частиц и воды имеется воздух или иной газ, либо растворенный в воде, либо находящийся в виде пузырьков. Такой грунт является трехфазной системой. Содержащийся в грунте лед придает ему специфические свойства, которые приходится учитывать, особенно при строительстве в районах распространения вечномерзлых грунтов. Мерзлый грунт является четырехфазной системой. В некоторых грунтах присутствуют органические вещества в виде растительных остатков или гумуса. Наличие даже сравнительно небольшого количества таких веществ в грунте существенно отражается на его свойствах.

2.1. Минеральная компонента грунтов

2.1.1. Типы связей, состав и свойства минерального вещества грунтов

2.1.1.1. Типы связей в твердых компонентах грунтов

При инженерно-геологическом изучении грунтов особенно важно знать содержание в них породообразующих минералов, которые находятся в преобладающих количествах и оказывают влияние на их свойства. В большинстве случаев верхние слои земной коры сложены крупнообломочными, песчаными, пылевато-глинистыми, органогенными и техногенными грунтами. Большая часть дисперсных грунтов образовалась в результате накопления продуктов физического и химического выветривания. Некоторые грунты возникли вследствие отложения органических веществ, а также в результате искусственной отсыпки или намыва различных материалов. В процессе физического выветривания образовались крупнообломочные и песчаные грунты. Результатом химического и частично биологического выветривания являются минералы, составляющие мелкодисперсную часть пылевато-глинистых грунтов.

Наибольшее значение имеют минералы класса первичных силикатов, у которых преобладают внутрикристаллические связи ионно-ковалентного типа; простые соли (карбонаты, сульфаты, галоиды), имеющие ионный тип связей; глинистые минералы (гидрослюды, монтмориллонит, каолинит и др.), характеризующиеся большим разнообразием внутрикристаллических связей. Кроме того, в грунтах в значительном количестве может содержаться органическое вещество, в строении которого присутствуют водородные и молекулярные связи.

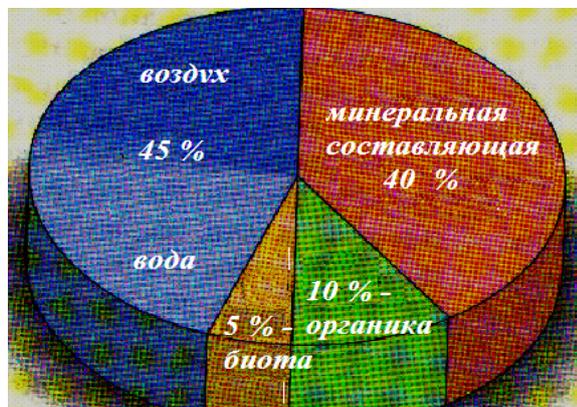


Рис. 2.1. Соотношение грунтовых компонент

Свойства минералов, которые, в свою очередь, обуславливают свойства грунтов, связаны с особенностями их химического состава, внутреннего строения и связей, которые существуют внутри самих минералов (атомов, ионов, радикалов). Прочность самих твердых компонент определяется прочностью и характером связей внутри них. Минералы с одинаковым химическим составом могут иметь разную прочность вследствие различий в их кристаллической структуре и характере химических связей внутри самого кристалла, поэтому более обоснованно проводить подразделение твердой компоненты по преобладающему типу связей внутри компоненты – чем прочнее преобладающие в твердой компоненте связи, тем она прочнее.

По характеру связей и определенным пространственным распределениям электронов в твердых компонентах грунтов выделяется пять типов связи: *ковалентный, ионный, металлический, водородный и молекулярный*.

Ковалентные связи образуют атомы (или группы атомов), на валентных орбиталях которых имеются не спаренные электроны, обобществление которых ведет к формированию общей для связывающихся атомов электронной пары (по одному электрону от каждого атома). При образовании ковалентной связи из одинаковых атомов распределение электронной плотности в орбиталях связывающихся электронных пар строго симметрично по отношению к обоим атомным центрам (неполярные связи). Атомы с различной электроотрицательностью (валентностью) образуют полярные ковалентные связи, в которых электронное облако связи смещено в сторону более электроотрицательного атома. Ковалентные связи свойственны силикатным минералам, они очень прочны и характеризуются направленностью. Многие кристаллические соединения с ковалентными связями тугоплавкие и обладают высокой твердостью (алмаз) и прочностью. Однако ковалентные связи могут существовать не только в твердых кристаллах, но и в жидкостях (в молекулах воды), а также в органических соединениях (в молекулах органических соединений, например C–C, C–H, C–N и др., где знак «–» означает ковалентную связь).

Ионные связи образуются кулоновскими силами притяжения противоположно заряженных ионов: катионов и анионов. Ионные связи вследствие своей электростатической природы не обладают направленностью и насыщенностью. Ненасыщенность ионной связи проявляется в склонности соединений с такой связью к образованию кристаллических решеток, в узлах которых каждый ион окружен максимально возможным числом ионов противоположного заряда. Ионные связи характерны для многих солей (галогенидов, сульфатов, карбонатов). Наиболее характерное свойство соединений с ионным типом связи в отличие от ковалентного – растворимость, т. е. их способность к диссоциации ионов в растворах в полярных растворителях. Обусловлено это тем, что энергия сольватации ионов молекулами растворителя выше энергии ионной связи в кристалле.

Металлические связи образуются в соединениях между элементами, обладающими свободными валентными орбиталями и низкой энергией ионизации. Такие связи характерны для всех соединений, относящихся к металлам – веществам, с высокой электро- и теплопроводностью, обусловленными значительной подвижностью электронов в кристаллической решетке.

Металл представляет собой ряд положительных ионов, локализованных в определенных положениях кристаллической решетки и погруженных в «море» свободных подвижных электронов, что отличает ненаправленную металлическую связь от направленной ковалентной. Энергия связей между электронами и ядрами в кристаллах металлов относительно мала, она минимальна у щелочных металлов и возрастает с увеличением заряда ядра, достигая наибольших значений у переходных металлов.

Водородные связи представляют собой особый тип так называемой трехцентровой связи: X–H•••V (знак «–» означает ковалентную связь, а знак «•••» – водородную), в которой центральный атом водорода H, соединенный ковалентной связью с электроотрица-

тельным атомом X (например, атомами O, C, N, S и др.), образует дополнительную связь с атомом V (например, атомами N, O, S и др.), имеющим направленную вдоль линии этой связи не поделенную электронную пару. Различают меж- и внутримолекулярные водородные связи. Водородные связи характерны для водородсодержащих твердых компонентов грунта – льда, кристаллогидратов, некоторых глинистых минералов и др.

Молекулярные связи (силы Ван-дер-Ваальса) обусловлены взаимной поляризацией молекул и поэтому могут возникать как между полярными, так и между различными нейтральными молекулами. Это весьма слабые связи, которые могут существовать в твердых молекулярных кристаллах (например, отвердевших инертных газах, газогидратах и др.), а также в органических твердых компонентах и глинистых минералах. Твердые тела с молекулярными связями имеют низкую точку плавления и заметно сублимируют.

Основываясь на выделении преобладающего типа связи, твердые компоненты грунтов подразделяются на следующие группы, существенно различающиеся по своим свойствам:

- минералы с преобладанием ковалентных связей – первичные силикаты;
- с преобладанием ионных связей – ионные минералы и соли;
- металлических связей – металлические соединения;
- с преобладанием ковалентных и наличием молекулярных и водородных связей – глинистые минералы;
- компоненты с преобладанием молекулярных и наличием ковалентных связей – органическое вещество и органо-минеральные комплексы;
- компоненты с преобладанием водородных, молекулярных и наличием ковалентных связей – лед и газогидраты [50].

2.1.1.2. Состав и свойства первичных силикатов

Природные силикаты (от лат. *silix* – кремень) – это химические соединения с комплексным кремнекислородным радикалом и преобладающими ковалентными связями. Силикаты – наиболее распространенные минералы, которые слагают более 75 % земной коры (вместе с кварцем около 87 %) и более 95 % изверженных горных пород. Общее количество минеральных видов силикатов около 800. Силикаты и алюмосиликаты являются породообразующими минералами и из них сложена основная масса горных пород: полевые шпаты, кварц, слюды, роговые обманки, пироксены, оливин и др. Самыми распространёнными являются минералы группы полевых шпатов и кварц, на долю которого приходится около 12 % от всех минералов.

Происхождение силикатов эндогенное, главным образом магматическое (пироксены, полевые шпаты). Они также характерны для пегматитов (слюды, турмалин, берилл и др.) и скарнов (гранаты, волластонит) и широко распространены в метаморфических породах – сланцах и гнейсах (гранаты, дистен, хлорит). Силикаты экзогенного происхождения представляют собой продукты выветривания или изменения первичных (эндогенных) минералов (каолинит, глауконит, хризоколл). Силикаты – важные неметаллические полезные ископаемые (асбест, тальк, слюды, каолин, керамическое и огнеупорное сырьё, строительные материалы), они также являются рудами на бериллий, литий, цезий, цирконий, никель, цинк и редкие земли. Кроме того, они широко известны как драгоценные и поделочные камни (изумруд, аквамарин, топаз, нефрит, родонит и др.).

В основе структурного строения всех силикатов лежит тесная связь кислорода и кремния; эта связь исходит из отношения радиусов ионов Si (0,39 Å) и O (1,32 Å). Каждый атом кремния окружен расположенными вокруг него тетраэдрически атомами кислорода. Таким образом, в основе всех силикатов находятся кислородные тетраэдры или группы $[\text{SiO}_4]_3$, которые различно сочетаются друг с другом. Важной особенностью силикатов является способность к взаимному сочетанию (полимеризации) двух или нескольких кремнекислородных тетраэдров и общий атом кислорода. Характер этого сочетания учитывается при классификации силикатов, кроме того, учитывается химический состав радика-

лов и состав катионов, наличие и характер в составе силикатов воды или гидроксильных групп и дополнительных анионных групп. В случаях, когда в структуре силикатов другие тетраэдрические радикалы играют одинаковую роль с тетраэдрами $[\text{SiO}_4]^{4-}$, выделяют алюмосиликаты, титано- и цирконосиликаты.

В отличие от природных силикатов основная часть искусственных силикатов в грунтах находится в аморфном состоянии. По этой причине большинство из них не стабильно и с течением времени кристаллизуется или обладает вяжущими свойствами при гидролизе, что используется в технической мелиорации пород [50].

По характеру сочетания кремнекислородных тетраэдров выделяется пять подклассов силикатов: *островные, кольцевые, цепочечные, каркасные и слоистые* (рис. 2.2).

Островные силикаты это силикаты с изолированными тетраэдрами $[\text{SiO}_4]^{4-}$ и изолированными группами тетраэдров: *орто- и диортосиликаты*. *Ортосиликаты* – это силикаты с изолированными кремнекислородными тетраэдрами (рис. 2.2, а) и *островные силикаты с добавочными анионами* O^{2-} , OH^{1-} , F^{1-} и др. Их радикал $[\text{SiO}_4]^{4-}$, так как каждый из четырёх атомов кислорода имеет одну валентность. Между собой тетраэдры непосредственно не связаны, связь происходит через катионы. *Диортосиликаты* – силикаты со сдвоенными тетраэдрами, которые отличаются обособленными парами кремнекислородных тетраэдров $[\text{Si}_2\text{O}_7]^{6-}$, один из атомов кислорода у них общий (рис. 2.2, б), остальные связаны с катионами. К *ортосиликатам* относятся минералы группы оливина, циркона,

гранатов, фенакита и др. (без воды и добавочных анионов); группы топаза, андалузита, титанита и др. (с добавочными анионами F^- , O^{2-} , OH^-); к *диортосиликатам* – группы берtrandита, ильваита и др., к *ортодиортосиликатам* – группы везувиана, эпидота и др. [87].

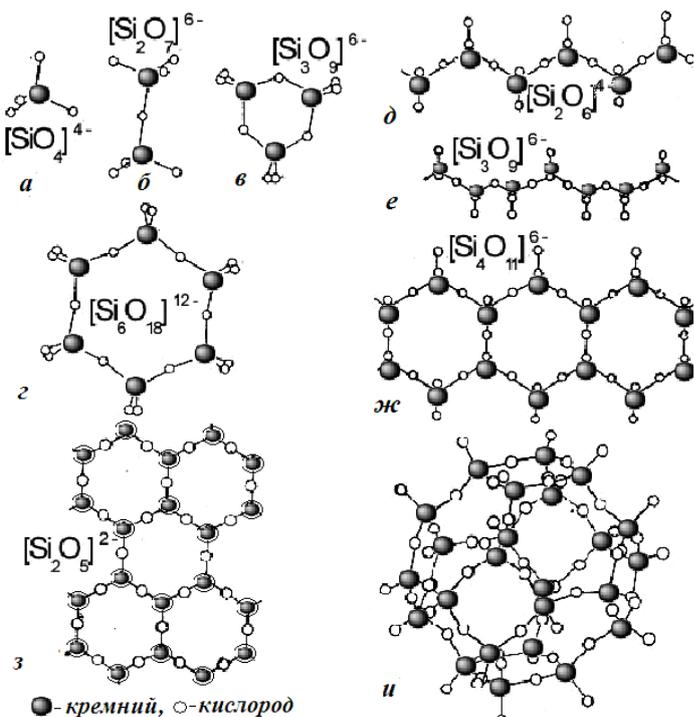


Рис. 2.2. Схемы расположения кремния и кислорода в силикатах: а – островные силикаты с изолированными кремнекислородными тетраэдрами; б – островные силикаты со сдвоенными кремнекислородными тетраэдрами; в, г – силикаты кольцевой структуры (кольцевые силикаты); д, е – силикаты с непрерывными цепочками из кремнекислородных тетраэдров (цепочечные силикаты); ж – силикаты с непрерывными обособленными поясами из кремнекислородных тетраэдров (цепочечные силикаты); з – силикаты с непрерывными слоями кремнекислородных тетраэдров (слоистые силикаты); и – каркас из кремнекислородных тетраэдров (каркасные силикаты) [87]

Кольцевые силикаты имеют тип структуры, в которой группы не изолированы, а соединяются общими ионами кислорода в кольца. Характеризуются обособлением трёх, четырёх или шести групп кремнекислородных тетраэдров, образующих кроме простых колец (рис. 2.2, в, г) также и «двухэтажные». К простым группам относятся: группа волластонита $[\text{Si}_3\text{O}_9]^{6-}$, группа тарамеллита $[\text{Si}_4\text{O}_{12}]^{8-}$, группы берилла, кордиерита $[\text{Si}_6\text{O}_{18}]^{12-}$ и группа мьюкрита $[\text{Si}_8\text{O}_{24}]^{12-}$. К двойным относятся группа эканита $[\text{Si}_8\text{O}_{20}]^{12-}$ и группа миларита $[\text{Si}_{12}\text{O}_{30}]^{12-}$.

Цепочечные силикаты представлены непрерывными цепочками кремнекислородных тетраэдров, соединенных вершинами типа $[\text{SiO}_3]^{2-}$ (рис. 2.2, д, е) или сдвоенными цепочками-лентами типа $[\text{Si}_4\text{O}_{11}]^{6-}$ (рис. 2.2, ж). К ним принадлежат породообразующие минералы группы пироксенов, амфиболов и др.

Пироксены формируются из магматического расплава основного состава и имеют простой химический состав. Кристаллизуются в моноклинной (клинопироксены), реже ромбической (ортопироксены) сингонии. Среди них различают щелочноземельные (диопсид, геденбергит, авгит) и щелочные разновидности (эгирин, жадеит, сподумен). Пироксены являются главными породообразующими минералами основных и ультраосновных, отчасти щелочных изверженных, реже метаморфических и контактово-метасоматических горных пород. Они распространены в породах габбровой группы и базальтах; общая доля их в земной коре достигает 6–8 % по массе.

Амфиболы, в отличие от пироксенов, обычно обогащены алюминием, имеют более сложный состав и в основе своей структуры содержат амфиболовые ленты. Различают моноклинные и более редкие ромбические амфиболы. Среди амфиболов наиболее распространены тремолит, актинолит и роговая обманка – это зеленые, бурые, черные игольчатые и волокнистые кристаллы. Их твердость 5...6,5; плотность 2,8...3,6 г/см³. Амфиболы также входят в состав многих магматических (от кислых до основных) и метаморфических пород, их общее количество в земной коре достигает 10 % (по массе).

Слоистые силикаты – это силикаты с непрерывными слоями кремнекислородных тетраэдров (рис. 2.2, з), обособленных друг от друга и связанных катионами. *Представители группы*: тальк, серпентин, хризотил-асбест, палыгорскит, слюды (мусковит, флогопит, биотит), гидрослюда (вермикулит, глауконит), хлориты (пеннит, клинохлор и др), минералы глин.

К этому подклассу относятся слюды групп: мусковита, биотита, вермикулита, талька и пиррофиллита, к титаносиликатам – астрофиллит, к ураносиликатам – склодовскит и др. В истинных слюдах (в отличие от дисперсных гидратированных слюд, относящихся к глинистым минералам) все межслоевые позиции заняты катионами. По химическому составу они делятся на диоктаэдрические и триоктаэдрические. В зависимости от особенностей диоктаэдрических слюд выделяются две группы: маложелезистых слюд, образующих изоморфный ряд от мусковита до лейкофиллита; железистых слюд – ряд селадонита. Среди триоктаэдрических породообразующими являются биотит и флогопит.

Каркасные силикаты – силикаты с непрерывными трёхмерными каркасами (рис. 2.2, и). В этом случае все атомы кислорода общие, такой каркас нейтрален, радикал $[\text{SiO}_2]^0$. Именно такой каркас отвечает структуре кварца, на этом основании его относят не к окислам, а к силикатам. Разнообразие каркасных силикатов объясняется тем, что в них присутствуют алюмокислородные тетраэдры. Замена четырёхвалентного кремния на трехвалентный алюминий вызывает появление одной свободной валентности, что влечет за собой вхождение других катионов (например, калия и натрия). Обычно отношение алюминия к кремнию равно 1:3 или 1:1.

По составу тетраэдрических радикалов различаются простые силикаты с кремнекислородным радикалом и сложные, в которых вместе с кремнекислородным радикалом присутствуют тетраэдрические группы алюминия (алюмосиликаты), бериллия (берилло-силикаты), бора (боросиликаты), титана (титаносиликаты), циркония, урана и др. [87].

К группе кварца относится ряд кристаллических и аморфных модификаций кремнезема, образующихся при различных термодинамических условиях и являющихся самой распространенной группой породообразующих минералов. При высоких температурах (1715...1470 °С) кристаллизуется кристобалит, имеющий кубическую сингонию; при более низкой температуре (1470...870 °С) образуется тридимит, имеющий гексагональную сингонию; затем кристаллизуется высокотемпературный (при 870...573 °С) и низкотемпературный (при 573...100 °С) кварц, соответственно с гексагональной и тригональной сингонией. Различия в структурах обуславливают разную плотность кристаллических модификаций кремнезема: она наименьшая у кристобалита (2,20 г/см³), выше у тридимита (2,26...2,27 г/см³) и наибольшая у кварца (2,52...2,65 г/см³) [50].

2.1.1.2.1. Состав, строение и свойства глинистых минералов

Глинистые минералы – это гидратированные слоистые и слоисто-ленточные силикаты, образующиеся преимущественно в процессе химического выветривания или гидролиза горных пород, а также гидротермальным путем; отличающиеся от прочих слоистых силикатов высокой дисперсностью (размер частиц менее 1 мкм) и гидрофильностью, что обуславливает их специфические физико-химические свойства – сорбцию и ионный обмен [50].

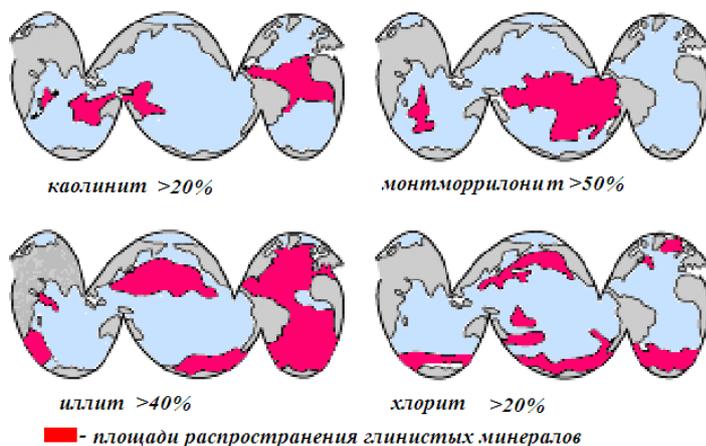


Рис. 2.3. Распространение глинистых минералов в океанах

ность и связность. Разница между несвязными сыпучими грунтами и глинистыми состоит в том, что прочность первых определяется внутренним трением, зависящим от нормального давления, а в глинистых грунтах, кроме того, сцеплением, вызванным межчастичными молекулярными силами притяжения, поэтому глинистые грунты называют *связными грунтами*. Связные грунты обладают сопротивлением растяжению, определяемым, главным образом, их минеральным составом и влажностью.

В основе кристаллической структуры глинистых минералов лежат два базовых структурных элемента: кремнекислородные *тетраэдры* (SiO_4)⁴⁻ (рис. 2.4) и *октаэдры*, состоящие из атомов кислорода или гидроксильных групп, внутри которых в октаэдрической координации располагаются атомы алюминия, магния или железа (рис. 2.5).

Тетраэдр (рис. 2.4) представляет собой четырехгранник, имеющий 4 вершины, в которых находятся ионы кислорода, в центре – ионы кремния, которые в некоторых минералах изоморфно замещаются алюминием или другими ионами. Грани тетраэдра по своей форме близки к равносторонним треугольникам. Соединяясь в пространстве через общие вершины, в которых находится кислород, тетраэдры образуют двумерную гексагональную тетраэдрическую сетку, поскольку пустоты ее имеют довольно правильную форму шестиугольников – гексагонов (рис. 2.4).

Вторым базовым элементом, который входит в кристаллические решетки глинистых минералов, является *октаэдр* – восьмигранник, имеющий 6 вершин. Грани октаэдров имеют форму равносторонних треугольников, в вершинах которых находятся гидроксильные группы и (или) ионы кислорода, в центре – различные катионы (рис. 2.5). Октаэдры, соединяясь в пространстве через 2 общие вершины, т. е. через общие ребра, также дают двумерную структуру – гексагональную октаэдрическую сетку. Октаэдрические слои являются вторым крупным блоком, входящим в структуру большинства глинистых минералов.

В октаэдрических слоях катионами могут быть заселены либо все центры октаэдров, либо только 2/3 из них, в отличие от прочих слоистых силикатов. Число населенных октаэдров на одну элементарную ячейку определяет принадлежность данной разновидности того или иного минерала к триоктаэдрической или диоктаэдрической структуре. При этом в диоктаэдрических структурах октаэдрическими катионами являются, как правило, катионы трехвалентных металлов (Al^{3+} , Fe^{3+}), а в триоктаэдрических – катионы двухвалент-

ных металлов Fe^{2+} , Mg^{+} , Cu^{2+} , Zn^{2+} . В зависимости от состава катионов октаэдрические слои подразделяют:

- на слои, заполненные различными катионами;
- на гиббситовые слои, в которых 2/3 катионного пространства заполнены катионами трехвалентных металлов, чаще всего Al^{3+} ;
- на бруситовые слои, в которых все катионное пространство заполнено катионами двухвалентных металлов, в основном Mg^{2+} (рис. 2.6).

В реальных структурах часто наблюдаются отклонения от идеализированных моделей тетраэдров и октаэдров, которые проявляются в том, что грани тетраэдров и октаэдров не всегда являются равносторонними треугольниками, а пустоты (как в тетраэдрической, так и в октаэдрической сетках) бывают деформированы и не имеют формы правильных шестиугольников. Кристаллические решетки многих глинистых минералов несут отрицательный заряд, возникающий за счет гетеровалентного изоморфизма в тетраэдрах и (или) октаэдрах. Заряд компенсируется катионами, находящимися в межпакетных позициях.

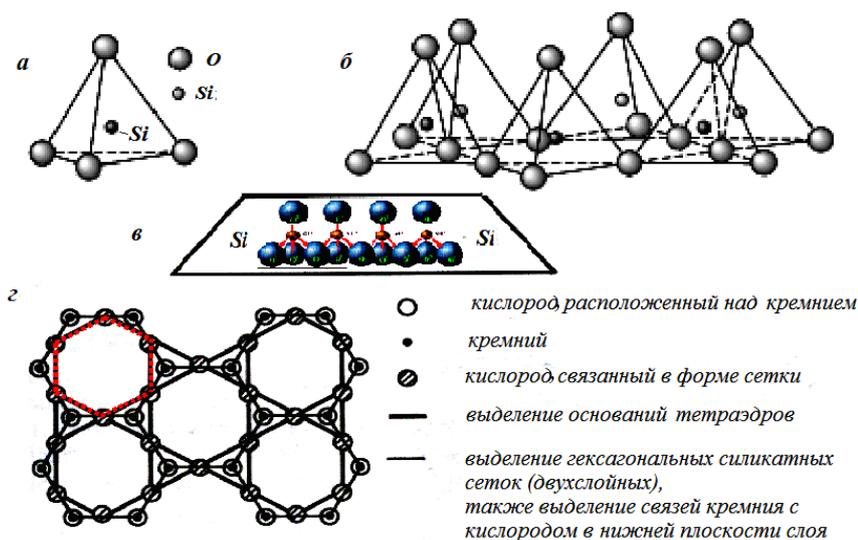


Рис. 2.4. Основные элементы тетраэдрической сетки:

a – кремнекислородный тетраэдр; *б* – слой тетраэдров; *в* – слой тетраэдров, изображенный схематично; *г* – вид сетки с гексагональными отверстиями в плане

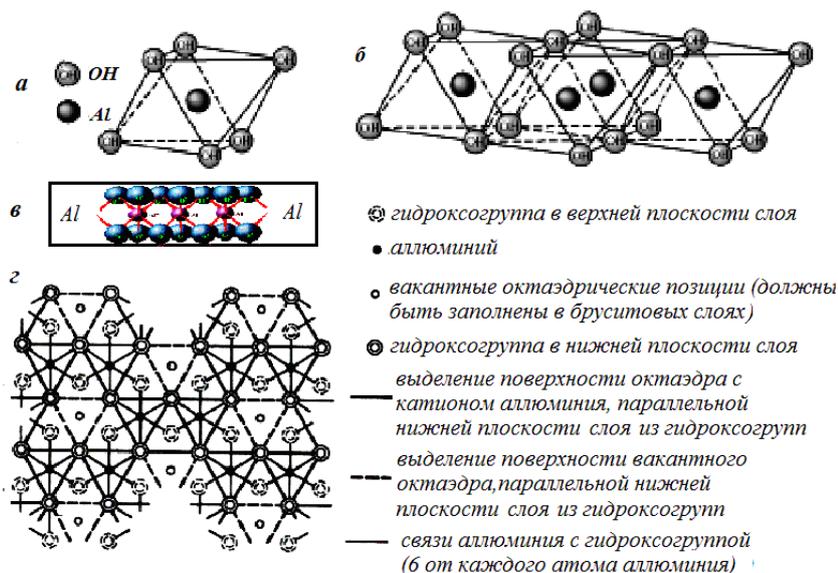


Рис. 2.5. Основные элементы октаэдрической сетки:

a – кремнекислородный октаэдр; *б* – слой октаэдров; *в* – схематично изображенный слой октаэдров; *г* – вид октаэдрической сетки в плане

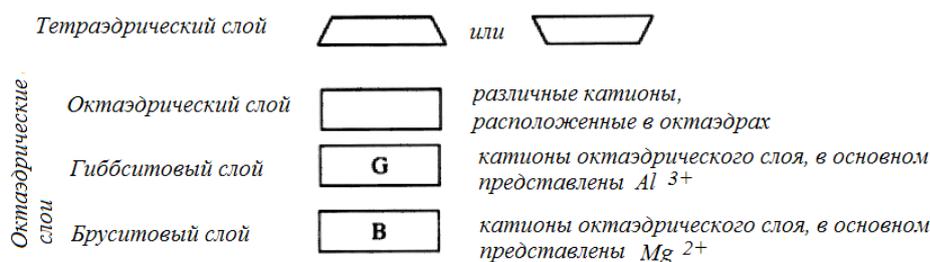


Рис. 2.6. Схематичное изображение тетраэдрических и октаэдрических слоев

Многообразие групп и разновидностей глинистых минералов обусловлено их специфической особенностью, связанной с наличием изоморфных замещений в тетраэдрических или октаэдрических слоях. Вследствие изоморфных гетеровалентных замещений части Si^{4+} или Al^{3+} на ионы с меньшей валентностью (обычно на Al^{3+} , Fe^{3+} , Fe^{2+} , Mg^{2+} , Zn^{2+} и др.) элементарные структурные ячейки приобретают тот или иной отрицательный заряд, сосредоточенный в тетраэдрических или октаэдрических слоях и компенсируемый катионами (обменными или необменными) или молекулами воды. От величины этого заряда зависят характер и жесткость связи между слоями.

На рис. 2.7. приведена схема синтеза глинистых минералов, начиная с молекул, объединяющихся в октаэдры и тетраэдры, формирующие октаэдрические и тетраэдрические слои. Совмещение тетраэдрического и октаэдрического слоя образует двухэтажной элементарный слой типа 1:1; совмещение двух тетраэдрических и одного октаэдрического – трехэтажный слой типа 2:1 и т. д. Простые слои, в свою очередь, объединяются при помощи ионных и ковалентных связей в более сложные слои – пакеты, пространства между пакетами называются межпакетными промежутками.

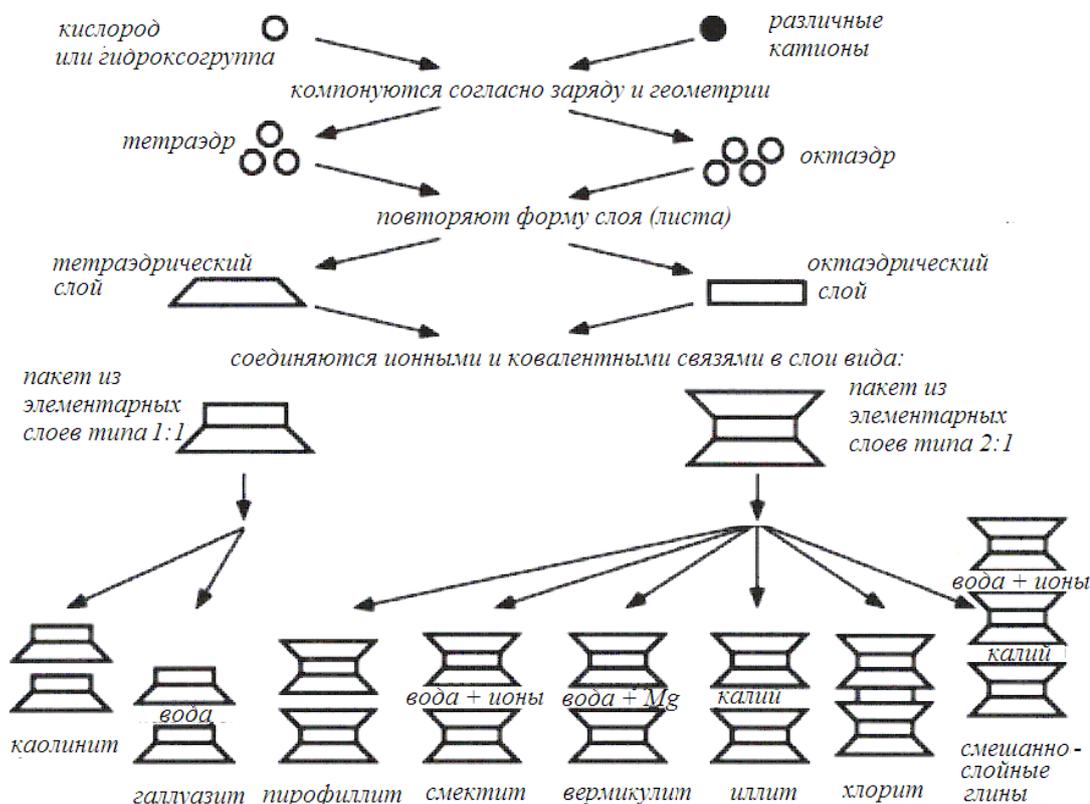


Рис. 2.7. Схема синтеза глинистых минералов

Структура глинистых минералов формируется за счет закономерного сочетания структурных пакетов того или иного типа. Структурные и физико-химические особенности основных групп глинистых минералов представлены в табл. 2.1.

Таблица 2.1

Структурные и физико-химические особенности глинистых минералов [50]

Тип элементарных слоев		Группа		Мотив заполнения октаэдрических позиций	Минералы, характерные представители	Идеальная структурная формула	Количество разбухающих межслоев, %	Идеальная плотность, г/см ³	Емкость катионного обмена, мгэкв/100 г	
Двухэтажный 1:1		Каолинита-серпентина	Каолинита							
Двухэтажный 1:1		Серпентина	Триоктаэдрический	Лизардит, антигорит, хризотил		$Mg_6[Si_4O_{10}](OH)_8$	нет	2,62	5...10	
		Каолинита-серпентина	Диоктаэдрический	Каолинит, дикингит, накрит, галлуазит		$Al_4[Si_4O_{10}](OH)_8$ $Al_4[Si_4O_{10}](OH)_8 \cdot 4H_2O$	нет нет	2,60 2,30	2...20 10...40	
Трехэтажный 2:1		Смектита		Мономинеральных смектитов	Диоктаэдрический	Монтмориллонит, бейделлит, нонтронит и др.	$M_{0,66}(Al_{3,34}Mg_{0,66})[Si_8O_{20}](OH)_4 \cdot nH_2O$ $M_{0,66}(Al_4)[Si_{7,34}Al_{0,66}O_{20}](OH)_4 \cdot nH_2O$, $n = 6...12$ $M_{0,66}Fe^{3+}_4[Si_{7,34}Al_{0,66}O_{20}](OH)_4 \cdot nH_2O$	>90	2,06...2,20 2,12...2,26 2,20...2,38	>95
		Смешанослойных с преобладанием разбухающих пакетов		Триоктаэдрический	Стивенсит, сапонит, пимелит	$M_{0,32}Mg_{5,84}[Si_8O_{20}](OH)_4 \cdot nH_2O$ $M_{0,66}Mg_6[Si_{7,34}Al_{0,66}O_{20}](OH)_4 \cdot nH_2O$, $n = 6...12$ $M_{0,66}Ni_{6,0}[Si_{7,34}Al_{0,66}O_{20}](OH)_4 \cdot nH_2O$	>90	2,02...2,12 2,26...2,36 2,28...2,40	>80	
		Высокодисперсных гидратированных слюд		Диоктаэдрический	Неупорядоченные иллит-монтмориллониты			>50	2,25...2,55	50...85
		Слоистых минералов глин		Триоктаэдрический	Разбухающий хлорит			>50	2,40...2,60	40...65
Слоистых минералов глин		Высокодисперсных гидратированных слюд		Диоктаэдрический	Al-иллит (серицит) и иллит (гидрослюда), глауконит	$K_{1,6-1,8}(Al_{>3,2}Fe^{2+}_{<0,8})[Si_{8-x}Al_xO_{20}](OH_2F)_4 \cdot nH_2O$ $K_{1,4-1,8}(Al_3Fe^{3+}_1)[Si_{8-x}Al_xO_{20}](OH)_4 \cdot nH_2O$ $K_{1,4-1,8}(Al_{2,2}Fe^{3+}_{>2})[Si_{8-x}(Al,Fe)_xO_{20}](OH)_4 \cdot nH_2O$	2...10 10...20 2...25	2,75...2,84 2,66...2,75 2,8...2,9	<20 20...30, реже >30 10...22	
		Триоктаэдрический		Иллит, гидробиотит	$K_{1,6-1,8}(Mg_2Fe^{2+}_2Al_1Fe^{3+}_{0,4})[Si_{5,7}Al_{2,3}O_{20}](OH_2F)_4 \cdot nH_2O$	≤ 15	2,97...3,03	≤ 20		

Тип элементарных слоев	Группа	Подгруппа	Мотив заполнения октаэдрических позиций	Минералы, характерные представители	Идеальная структурная формула	Количество разбухающих межслоев, %	Идеальная плотность, г/см ³	Емкость катионного обмена, мгэкв/100 г
Трехэтажный 2:1	Вермикулита	Дисперсного вермикулита	Диаоктаэдрический	Диаоктаэдрический вермикулит	$Al_{0,6}(Al,Fe^{3+})_4[Si_{8-x}Al_xO_{20}](OH)_4 \cdot 10H_2O$	<10	2,50...2,60	120...150
			Триоктаэдрический	Вермикулит	$(Mg,Ca)_{0,6-1,0}(Mg,Fe^{2+})_6 \cdot [Si_{8-x}Al_xO_{20}](OH)_4 \cdot 8-12H_2O$	нет	2,45...2,57	120...150
Четырехэтажный 2:1:1	Хлорита	Дисперсных хлоритов	Диаоктаэдрический	Донбассит	$Al_{8+0,66x}[Si_{8-x}Al_xO_{20}](OH)_{16}$	нет	2,60...2,65	15...25
			Триоктаэдрический	Клинохлор Mg-Fe-хлорит	$Al_{1,2}Mg_{10}Fe_{0,6}[Si_{8-x}Al_xO_{20}](OH)_{16}$ $Al_{1,8}Mg_{4,2}Fe_{5,4}[Si_{8-x}Al_xO_{20}](OH)_{16}$ $Al_{2,6}Fe^{3+}_{0,3}Fe^{2+}_{7,6}Mg_{1,4}[Si_{8-x}Al_xO_{20}](OH)_{16}$	нет	2,55...2,67 2,70...2,90 3,10...3,25	10...30
			Дитриоктаэдрический	Судоит	$Al_{5,4}Mg_{4,6}[Si_{6,6}Al_{1,4}O_{20}](OH)_{16}$	нет	2,65...2,70	10...30
Многоэтажный 1:1 2:1 2:1:1	Смешанослойных	С тенденцией к упорядоченному чередованию слоев разного типа	Диаоктаэдрический	Ректорит и ректоритоподобные образования, смешанослойные каолинит-монтмориллонит и др.	$K_xM_y(R^{3+}_{4-y}R^{2+}_y) \cdot [Si_{8-x}Al_xO_{20}](OH)_4 \cdot nH_2O$	≤ 50	2,50...2,70	35...55
			Триоктаэдрический	Биотит-вермикулит корренсит, серпентин-стивенсит и др.	$M_{x-y}(R^{2+}_{9-y}R^{3+}_y) [Si_{8-x}Al_xO_{20}](OH)_{10} \cdot nH_2O$	≤ 10 ≤ 50	2,50...2,75	30...55
Слоисто-ленточный 2:1	Сепиолита-пальгорскита	Пальгорскита		Пальгорскит	$(Mg,Al)_3(H_2O)_2(OH)[Si_4O_{10}] \cdot 2H_2O$	нет	2,25	25...40

Общими принципами кристаллохимической классификации глинистых минералов, относящихся к подклассу слоистых силикатов, является учет следующих показателей: соотношения числа тетраэдрических и октаэдрических сеток в структурном пакете, характер заполнения октаэдров в октаэдрическом слое, величина и положение заряда в кристаллической решетке.

Важнейшими с точки зрения приуроченности основных породообразующих глинистых минералов являются группы *каолинита-серпентина*, *сметита*, *гидратированных слюд*, *вермикулита*, *хлорита* и *смешанослойных минералов сепиолита-пальгорскита*.

Группа каолинита-серпентина. В группе каолинита-серпентина выделяются подгруппы каолинита и серпентина. Впервые структура каолинита (от кит. «као-линг» – высокий холм) была предложена Л. Полингом в 1930 г. Минералы группы каолинита относятся к двуслойным слоистым силикатам и обозначаются числовым индексом 1:1. Эти два слоя образуют единый пакет толщиной 0,72 нм (или 7,2 А). Кристаллическая решетка каолинита состоит из двухслойных пакетов, в которых на одну сетку октаэдров приходится одна сетка кремнекислородных тетраэдров (рис. 2.8).

Тетраэдрическая и октаэдрическая сетки соединяются друг с другом через общие вершины, в которых расположены ионы кислорода, таким образом, что ионы Si не находятся непосредственно над или под ионами Al, что позволяет избежать сил отталкивания между одноименно заряженными поливалентными катионами. Размеры кристаллов каолинита в поперечнике варьируют от 0,1 до 10 мкм, поликристаллические сростки из «доменов» и псевдодвойников у каолинита могут достигать 0,1...0,5 мм. Слоистая структура каолинита придает глинам свойство пластичности.

В каолините водородные связи между гидроксильными группами октаэдрической сетки одного пакета и кислородами тетраэдрической сетки соседнего пакета обеспечивают настолько прочное взаимодействие, что вхождение молекул воды, катионов или каких-либо других компонентов в межпакетные пространства становится невозможным (рис. 2.9, а). Расстояние межслоевого пространства при увлажнении почти не изменяется, поэтому минералы этой группы характеризуются слабым набуханием и водопроницаемостью. Исследования доказали способность кристаллов каолинита разбухать при внедрении в его межслоевое пространство некоторых органических полярных жидкостей и образовании характерных органокаолиновых комплексов за счет усиления водородных связей с увеличением межслоевого расстояния до 10...14 А [50].

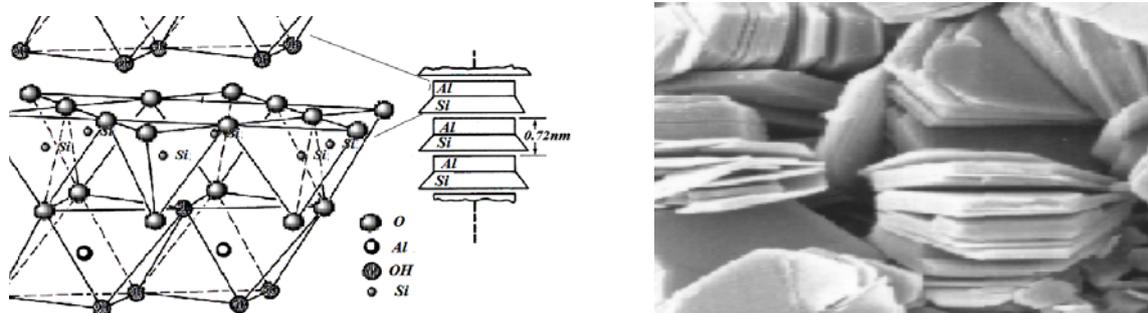


Рис. 2.8. Структура каолинита и его микрофотография

Идентичным каолиниту по составу слоев является галлуазит. Оба минерала являются диоктаэдрическими, две трети октаэдрических позиций в них заселены Al, а одна треть остается вакантной, причем заполненные Al октаэдры и пустые октаэдры образуют сплошные ряды. В каолините и галлуазите 75 % гидроксильных групп октаэдров находится на одной из базальных граней, а остальные 25 % занимают позиции внутри кри-

сталлической решетки. Гидроксильные группы принимают участие в формировании водородных связей между двухслойными пакетами.

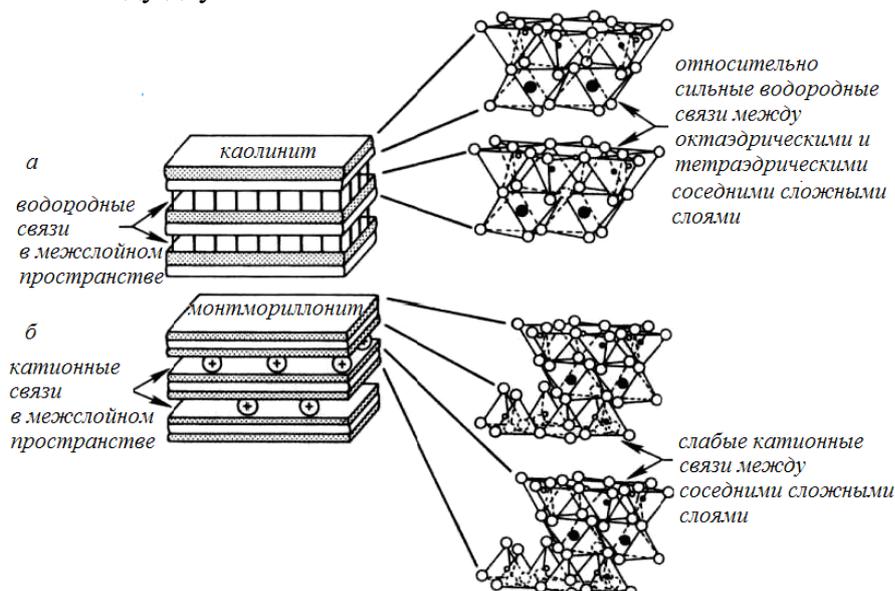


Рис. 2.9. Особенности структур минералов: а – каолинита; б – монтмориллонита

Первоначально галлуазит в виде плоских или пластинчатых кристаллитов и сростков нарастает на минерал-донор, и только затем пластинчатые частицы изгибаются и слои растут по спирально-цилиндрической поверхности, образуя обычные трубчатые кристаллы (рис. 2.10) с внешним диаметром 200...350 нм.



Рис. 2.10. Структура галлуазита и его микрофотография

В галлуазите водородные связи между соседними пакетами слабее, вся структура в целом менее совершенна, чем структура каолинита, поэтому этот минерал способен к межпакетной сорбции веществ и характеризуется значительно более высокими значениями емкости катионного обмена и удельной поверхности, чем каолинит. Пространство между слоями достигает 10,1 А для гидратированного галлуазита и 7,2 А для дегидратированного. Если окружающая температура возрастает выше 50 °С или влажность становится ниже 50 %, гидратированный галлуазит теряет межслойную воду. Необходимо отметить, что потеря влаги – процесс необратимый и влияет на результаты определения пределов пластичности. При его обводнении межслойного набухания не происходит, но, как и каолинит, галлуазит способен к набуханию при взаимодействии с полярными органическими жидкостями.

Минералы подгруппы серпентина также относятся к структурному виду 1:1, в кристаллических структурах которых все октаэдрические позиции заселены двухвалентными катионами (Mg^{2+} , реже Fe^{2+}), образующими бруситовые слои, в отличие от каолинита, у которого октаэдрические позиции заняты трехвалентным Al^{3+} , образующим гиббситовые слои. К подгруппе серпентина относятся пластинчатые и листоватые лизардит и антигорит, которые являются триоктаэдрическими аналогами каолинита. Волокнистый хризотил (или хризотил-асбест) по морфологии сходен с рассмотренным выше галлуазитом, длина его волокон колеблется от долей до 50 мм, толщина – доли микрометров.

Образуются минералы в условиях влажного и жаркого экваториального климата в сочетании с большой продолжительностью процесса выветривания. Каолинит и галлуазит в больших количествах формируются как продукты выветривания широко распространенных минералов – полевых шпатов, слюд, хлоритов и других алюмосиликатов. Во многих эффузивных и интрузивных, изверженных и метаморфических породах кислого и среднего состава большие количества каолинита и галлуазита появляются в результате низко- и среднетемпературных гидротермальных и других постмагматических процессов. В процессе гидротермального преобразования пород и каолинит, и галлуазит формируются в условиях кислой среды, причем образование галлуазита осуществляется при более низких температурах, а формирование каолинита – при более высоких. В пределах бореального пояса в составе многих рыхлых пород различного генезиса каолинит составляет значительную долю тонких фракций, образовавшихся в результате многократных циклов переотложения материала древних кор выветривания и продуктов выветривания гидротермально преобразованных изверженных пород [108].

Группа смектитов (от греч. «смектос» – мыло), объединяет высокодисперсные глинистые минералы трехэтажного типа со структурой элементарных слоев 2:1, обладающие свойством внутрикристаллического набухания (рис. 2.11). В их кристаллической решетке присутствуют 2 тетраэдрические сетки, обращенные вершинами навстречу другу другу, между которыми находится октаэдрический слой. Сочленение тетраэдрической и октаэдрической сеток осуществляется через общие вершины тетраэдров и октаэдров, в которых находится кислород. В этой группе выделяется две подгруппы: мономинеральных смектитов и смешанослойных смектитов с преобладанием разбухающих пакетов (табл. 2.1).

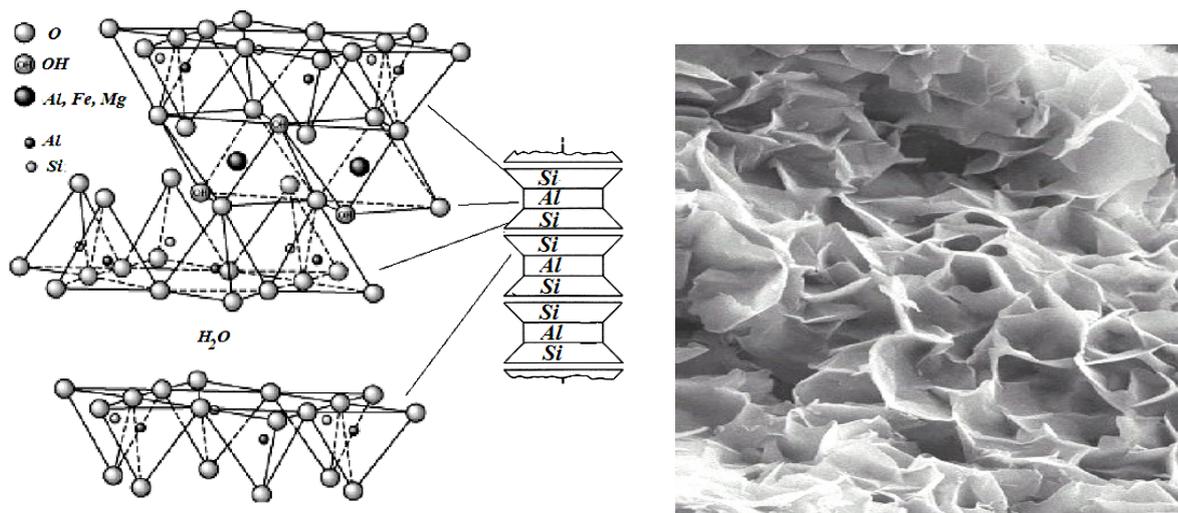


Рис. 2.11. Структура монтмориллонита и его микрофотография

Отличия смектитов от гидратированных слюд, также имеющих трехэтажный тип структуры 2:1, помимо величины слоевого заряда, связаны с особенностями их изоморфизма: в смектитах изоморфные замещения $Al^{3+} \leftrightarrow Mg^{2+} (Fe^{2+})$ происходят в основном в октаэдрических слоях; они образуют диоктаэдрические (монтмориллонит, бейделлит, нонтронит и др.) или триоктаэдрические (стивенсит, сапонит) серии. Переходов между ди- и триоктаэдрическими сериями мономинеральных смектитов в результате изоморфизма не существует.

Как видно из приведенных ранее схем (рис. 2.9, б и рис. 2.11), у монтмориллонита смежные пакеты соприкасаются друг с другом атомами кислорода, поэтому у него связи между пакетами значительно слабее, чем у каолинита. Характерной особенностью является то, что в его в межслойное пространство монтмориллонита может поступать значительное количество жидкости, которое раздвигает слои вплоть до полной потери связи

между ними [75]. Способность к внутрикристаллическому набуханию и чрезвычайно высокая дисперсность обуславливают высокую физико-химическую активность смектитов, которая закономерно уменьшается по мере увеличения в их структуре доли неразбухающих межслоев. За счет наличия внутренней поверхности и высокой степени дисперсности монтмориллонитовые минералы характеризуются огромной удельной поверхностью, измеряемой величинами 600...800 м²/г, и высокой емкостью катионного обмена, варьирующей в пределах 800...1500 ммоль экв/кг.

В циклах увлажнения-высыхания, при насыщении различными катионами и взаимодействии с некоторыми органическими соединениями параметр кристаллической решетки монтмориллонитов может увеличиваться или уменьшаться. Из-за высокой степени дисперсности и слабой упорядоченности кристаллической решетки на электронных микрофотографиях частицы монтмориллонита обычно видны не в виде индивидуальных кристаллов, а в форме сферических агрегатов или хлопьев (рис. 2.11).

Часть этих минералов имеет постмагматическое происхождение, связанное с метаморфическим и гидротермальным преобразованием осадочных и изверженных пород, особенно основного состава. При инженерно-геологических исследованиях следует иметь в виду, что смектиты очень редко бывают полностью породообразующими минералами грунтов, что вызывает трудности в их диагностике. Если мономинеральные смектиты образуются в основном из гелей, то смешанослойные образования с преобладанием разбухающих межслоев – продукты интенсивного выветривания существовавших ранее глинистых минералов, в первую очередь слюдистых. Монтмориллонитовые глины характеризуются большой набухаемостью и сжимаемостью, что важно учитывать при проектировании и строительстве зданий и сооружений [108].

Группа слюдистых минералов глин также принадлежит к трехэтажному структурному типу 2:1. Их элементарный слой состоит из одного октаэдрического слоя, заключенного между двумя тетраэдрическими. Сочленение тетраэдрической и октаэдрической сеток в трехслойном пакете, так же как и в каолините, осуществляется через атомы кислорода, находящиеся в вершинах тетраэдров и октаэдров. Связь между слоями жесткая, ионно-электростатическая, возникающая за счет катионов калия, компенсирующих отрицательный заряд тетраэдрических соседних слоев и не участвующих в ионном обмене. В иллитах, в отличие от собственно слюд, некоторое количество калия в межпакетных промежутках обычно замещено гидратированными катионами.

Подгруппа дисперсных гидратированных слюд содержит *три основные разновидности*. К первой относятся иллиты – слюдоподобные минералы, содержащие не более 10 % разбухающих межслоев; ко второй – гидрослюды, содержащие 10...20 % таких межслоев, а к третьей – глауконит. Если количество разбухающих межслоевых промежутков превышает 20 %, то такие образования следует относить к группе смешанослойных минералов.

По физико-химическим свойствам гидратированные слюды более активны, чем каолиниты, но менее активны, чем смектиты. Они обладают большей величиной емкости катионного обмена, большей дисперсностью, гидрофильностью и удельной поверхностью, чем каолиниты.

Основная структура иллита (рис. 2.12) очень похожа на структуру слюды, поэтому его иногда относят к гидратированным слюдам. Некоторые ионы кремния в октаэдрическом слое замещаются ионами алюминия, а некоторые ионы алюминия замещаются ионами магния или железа благодаря дефициту заряда. Дефицит заряда компенсируется также ионами калия в межслойном пространстве. Необходимо отметить, что ионы калия занимают гексагональное отверстие в тетраэдрическом слое и формируют сильные межслойные связи. Толщина пакета зафиксирована в пределах 10 Å, набухание не отмечено.

Иллитовые минералы имеют различный генезис. Часть иллитов может быть также негипергенного происхождения и образовываться по другим минералам в результате гидротермальных и других постмагматических процессов. Широко распространено образова-

ние серицита по калиевым полевым шпатам в процессе постмагматического изменения различных пород [108].

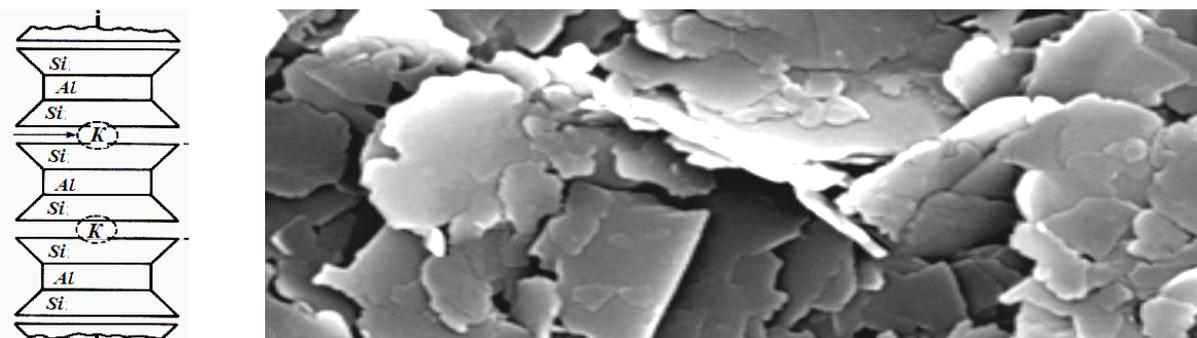


Рис. 2.12. Структура иллита и вид кристаллов под микроскопом

Вермикулит (рис. 2.13) близок к группе гидратированных слюдов и имеет структуру элементарных слоев 2:1, но в отличие от прочих глинистых минералов может находиться как в дисперсном (рассеянном) состоянии в грунтах, так и в виде сплошных слюдистых слоев. Его кристаллическая решетка состоит из двух тетраэдрических сеток, обращенных вершинами навстречу друг другу, между которыми находится октаэдрический слой. Сочленение тетраэдрической и октаэдрической сеток осуществляется через общие вершины, в которых находится кислород. В подгруппе дисперсного вермикулита выделяются диоктаэдрические и триоктаэдрические разновидности. В отличие от иллитов в триоктаэдрическом вермикулите октаэдрические позиции образованы бруситовыми слоями, а в межслоевом комплексе присутствуют двухвалентные катионы (Ca^{2+} и Mg^{2+}).

Силы электростатического взаимодействия между отрицательно заряженным трехслойным пакетом и межпакетными катионами в вермикулитах слабее, чем в слюдах и иллитах, что связано с более низкой величиной заряда. Поэтому вермикулиты, так же как и минералы группы монтмориллонита, способны к межпакетной сорбции материала, имеют как внешнюю, так и внутреннюю поверхности и характеризуются высокими значениями емкости катионного обмена и удельной поверхности. Величина емкости катионного обмена вермикулитов больше, чем у минералов монтмориллонитовой группы (1300...2000 ммоль экв/кг), несмотря на то, что вермикулиты в составе тонкодисперсных фракций почв обычно представлены более крупными частицами. Эти различия в первую очередь объясняются тем, что вермикулиты имеют несколько более высокий заряд, чем минералы группы монтмориллонита. Величина удельной поверхности вермикулитов может достигать $800 \text{ м}^2/\text{г}$.

Вермикулиты чаще всего образуются в результате трансформационных изменений слюды, иллитов или хлоритов. Значительная часть вермикулитов в составе тонкодисперсных фракций почв и почвообразующих пород имеет гипергенное происхождение и является продуктом современного или древнего выветривания. После дегидратации вермикулит может быть хорошим изоляционным материалом [108].



Рис. 2.13. Структура минерала вермикулита и его фотография

Хлориты имеют четырехэтажную структуру элементарных слоев (табл. 2.1, рис. 2.14). В их кристаллической решетке трехслойные пакеты 2:1 чередуются с еще одним добавочным бруситовым слоем, в центрах октаэдров которого находятся ионы Mg^{2+} , Ca^{2+} и Fe^{2+} . Поэтому структуру хлоритов иногда обозначают цифровым индексом 2:2, но обозначение 2:1:1 более правильно, так как состав основного октаэдрического слоя (в трехслойном пакете) всегда отличается от состава добавочного октаэдрического слоя. Главное отличие заключается в том, что в вершинах октаэдрического слоя, заключенного между двумя тетраэдрическими сетками в трехслойном пакете, находятся кислород (в тех вершинах, через которые октаэдрическая сетка сочленяется с тетраэдрическими слоями) и гидроксильные группы, а в добавочном октаэдрическом слое все вершины октаэдров заняты гидроксильными группами. В кристаллических решетках хлоритов часто присутствуют такие элементы, как Cr, Ni, Mn, V, Cu и Li. Возможность изоморфного замещения, как в тетраэдрических сетках, так и в октаэдрических слоях, приводит к разнообразию химического состава хлоритов. Часть катионов обычно заменена трехвалентными катионами с образованием брусито-гипбситовых слоев, что приводит к избытку положительного заряда у этого слоя, который, в свою очередь, компенсирует отрицательные заряды слюдяных слоев 2:1 вследствие изоморфизма $Si^{4+} \leftrightarrow Al^{3+}(Fe^{3+})$, что обеспечивает жесткую связь между слоями. Дополнительная прочность между слоями в хлорите может обеспечиваться водородными связями, возникающими между гидроксогруппами поверхности бруситового слоя и атомами кислорода базальной поверхности тетраэдрического слоя.

На электронных микрофотографиях частицы хлорита часто имеют пластинчатую форму с утонченными краевыми участками (рис. 2.14). По показателям гидрофильности, емкости катионного обмена «среднестатистические» хлориты близки к соответствующим показателям гидратированных слюд. В процессах химического выветривания в первую очередь разрушается бруситовый слой хлоритов.

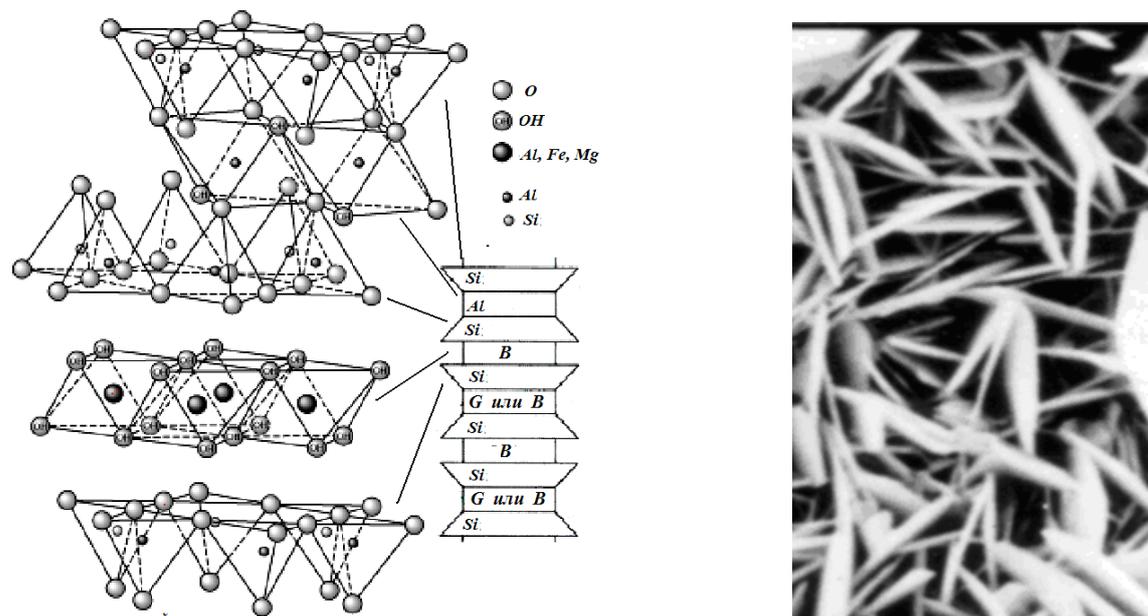


Рис. 2.14. Структура хлорита и вид его кристаллов под микроскопом

Основная часть триоктаэдрических хлоритов появилась в результате метаморфических, гидротермальных и других постмагматических процессов. Что касается диоктаэдрических хлоритов, то они, по всей вероятности, могут образовываться в процессе выветривания за счет вхождения гидроксокомплексов алюминия в межпакетные пространства глинистых минералов с их последующей полимеризацией [108].

Смешанослойными образованиями называются минералы, в кристаллах которых чередуются слои разной структуры и (или) состава. Все смешанослойные минералы делятся на 2 группы – *упорядоченные* и *неупорядоченные*. В *упорядоченных смешанослойных* структурах пакеты индивидуальных минералов чередуются по определенному закону.

Например, упорядоченный иллит-вермикулитовый смешанослойный минерал, в котором оба компонента (компонент А – иллит, компонент Б – вермикулит) присутствуют в равных пропорциях, а за компонентом А всегда следует компонент Б (минерал имеет буквенное обозначение АБАБАБ...). Если упорядоченное чередование пакетов наблюдается при соотношении компонентов А и Б, равном 2:1, такой минерал обозначается буквенным индексом ААБААБААБ... Упорядоченный смешанослойный минерал, в котором по закону АБАБАБ... чередуются пакеты иллита и монтмориллонита, называется *ректором*. При упорядоченном чередовании по такому же закону распределения пакетов монтмориллонита и хлорита смешанослойный минерал относят к *корренситу*.

В *неупорядоченных смешанослойных минералах* нет какого-либо правила в чередовании пакетов индивидуальных минералов. Довольно широко распространен случай, когда часть глинистого кристаллита характеризуется упорядоченным чередованием компонентов, а другая часть – неупорядоченным чередованием пакетов индивидуальных минералов. Общее число смешанослойных минералов бесконечно велико, так как каждый из таких минералов может состоять из двух, трех и более компонентов, которые могут чередоваться в разных пропорциях и по разным законам или вообще неупорядоченно. Поэтому свойства, характерные для всей группы смешанослойных структур, варьируют в широких пределах в зависимости от входящих в смешанослойные образования компонентов, их соотношения и законов чередования в пространстве [108].

Смешанослойные минералы широко распространены в корах выветривания, в почвах, современных осадках, породах, измененных эпигенезом, в областях гидротермальной активности, в осадочном слое океанов, в продуктах гидротермального изменения океанических базальтов и др. В осадочных породах образование смешанослойных минералов с упорядоченным переслаиванием иллитовых (хлоритовых) и смектитовых пакетов обычно сопровождает процесс «прогрессивного» литогенеза, т. е. характеризует твердофазовое изменение смектитов под воздействием роста температуры и давления. Широко распространенные смешанослойные иллит-вермикулитовые и иллит-монтмориллонитовые минералы обычно являются продуктами выветривания слюдистых силикатов. При выветривании глинистых пород в структуре образующихся смешанослойных минералов упорядоченность в чередовании пакетов разного типа обычно отсутствует.

Группа сепиолита-пальгорскита (по Пальгорскому участку бывшего Пермского горного округа) представлена минералами со слоисто-ленточным типом структурных слоев 2:1. Они образуют переходный структурный тип от слоистых к ленточным силикатам. В основе строения их кристаллической решетки лежат вытянутые трехслойные структуры, в которых между двумя лентами тетраэдров, обращенных вершинами навстречу друг другу, находится лента октаэдров. Сочленение слоев тетраэдров и октаэдров в ленте, так же как и в слоистых силикатах, 2:1, оно происходит через атомы кислорода, находящиеся в общих вершинах тетраэдров и октаэдров. Сепиолит отличается от пальгорскита несколько большей шириной лент. Отдельные ленты соединяются друг с другом также через общие вершины рядов тетраэдров, занимающих в лентах краевые позиции. При этом в структуре образуются полости – цеолитные каналы размером $0,37 \times 1,2$ нм, заполненные молекулами воды, вытянутые параллельно лентам, – и формируется внутренняя поверхность.

Как и в слоистых силикатах, в сепиолите и пальгорските в тетраэдрических позициях находятся ионы кремния. Сепиолиты относятся к триоктаэдрическим минералам, в их кристаллической решетке в октаэдрах преобладает магний; иногда встречаются железистые разновидности сепиолита, в которых не только октаэдрические, но и часть тетраэдрических позиций занята ионами железа. Среди пальгорскитов встречаются диоктаэдрические разновидности с преобладанием алюминия в октаэдрах. В составе тонкодисперсных фракций пальгорскиты и сепиолиты обычно представлены вытянутыми волокнистыми частицами длиной от <1 до 20 мкм. Возникающая за счет изоморфного замещения в тетраэдрах независимая от рН емкость катионного обмена сепиолитов и пальгорскитов составляет 200...450 и 50...300 ммоль экв/кг соответственно. За счет наличия в частицах внутренних поверхностей

оба минерала характеризуются высокими значениями удельной поверхности, которая теоретически может достигать 800...900 м²/г, хотя экспериментально полученные величины значительно ниже вследствие неполного проникновения молекул азота во внутренние полости частиц. Кристаллы палыгорскита имеют вид тонких волокон белого, светло-серого, иногда розоватого или желтоватого цвета. Для его агрегатов характерно спутанно-волоконистое и кожистое строение, они редко образуют большие скопления и чаще присутствуют в виде гнезд и прослоев в осадочных грунтах.

Сепиолит и палыгорскит имеют преимущественно гипергенное происхождение. Основная их часть образовалась путем осаждения из растворов в соленых озерах и в периферических частях мелководных морских бассейнов с высокой концентрацией кремния и магния в условиях щелочной реакции. Нельзя также исключать возможность гидротермального генезиса этих минералов [108].

Аллофаны и имоголит представляют собой аморфные или слабоокристаллизованные обводненные алюмосиликаты, в состав которых как обязательные компоненты входят кремнекислородные тетраэдры и алюмогидроксильные октаэдры. Их сочетания дают фрагменты несовершенного двухслойного каолинитового пакета. В составе аллофанов в качестве примесей могут присутствовать различные катионы. Обобщенная химическая формула аллофанов выглядит следующим образом: $n\text{SiO}_2 \cdot m\text{Al}_2\text{O}_3 \cdot p\text{H}_2\text{O}$, формулу имоголита записывают как $\text{Al}_2\text{SiO}_3(\text{OH})_4$. В имоголите и в аллофанах часть кремния в тетраэдрах может быть замещена алюминием, и тогда частица приобретает отрицательный заряд, который компенсируется катионами на поверхности частиц.

Аллофаны были открыты в 1916 г. немецкими исследователями Штронмейером и Гаусманом, которые обнаружили ранее неизвестный минерал, меняющий при хранении некоторые морфологические свойства, поэтому он был назван аллофаном – «*меняющим свойства*». Аллофаны присутствуют в составе тонкодисперсных фракций в виде агрегатов полых сферических частиц размером до нескольких нм. Верхняя их оболочка представлена слоем алюмогидроксильных октаэдров, внутренняя – несовершенной тетраэдрической сеткой. Аллофаны и имоголит чаще всего являются прямым продуктом выветривания и почвообразования и синтезируются из растворов с высокими концентрациями Si и Al. Необходимые концентрации этих элементов свойственны главным образом почвам на свежих вулканических отложениях среднего и основного состава [108].

Ассоциации глинистых минералов [50]. Глинистые грунты чаще всего включают комплекс нескольких глинистых минералов – природных ассоциаций. Исследования, проведенные В.Г. Шлыковым и др., по анализу минерального состава глинистых грунтов разного возраста и генезиса, показали, что в них встречаются шесть основных типов природных ассоциаций (рис. 2.15, ширина линий в вертикальных рядах ассоциаций соответствует относительному количественному содержанию того или иного минерала).

Глинистые минералы	Тип ассоциации и ее номер									
	1		2	3		4	5	6		
	1а	1б		3а	3б			6а	6б	
сметтиты	■	■	■	■	■	■				
гидрослюды (иллиты)	■	■	■	■	■	■		■	■	■
каолиниты (хлориты)	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■
упорядоченные смешанослойные							■	■	■	■
палыгорскит							■			

Рис. 2.15. Основные типы ассоциаций глинистых минералов [50]

Типы 2, 4 и 6 – ассоциации, в которых преобладают слюдистые минералы.

Тип 1. В смектитовой ассоциации глин преобладающими являются минералы с внутрискристаллическим набуханием – смектиты. В этой ассоциации выделяется *два подтипа с преобладанием на втором месте слюдистых минералов (тип 1а) или каолинитов (хлоритов) – тип 1б.* Монтмориллонит, сапонит, бейделлит и другие смектиты образуют так называемые бентонитовые глины, или бентониты, почти целиком состоящие из этих минералов и являющиеся ценным полезным ископаемым. Наиболее крупные месторождения бентонитов находятся в Грузии (гумбрин в с. Гумбри близ Кутаиси; асканит в с. Аскани и др.), в Азербайджане (Даш-Салахлы), в Туркмении огланлинский бентонит (огланлииский бентонит), на Украине (крымский кил, бентонит пыжевский, черкасский, горбский и др.), в США (месторождение Бентон, Блэк-Хилз и др.), в Мексике, Италии и Румынии.

Наибольшее распространение имеет *2-й тип*, в котором после преобладающих слюдистых минералов в порядке убывания содержатся смектитовые минералы, каолинит и (или) хлорит. Грунты с ассоциацией глинистых минералов *2-го типа* имеют разный генезис: морской, аллювиальный, ледниковый, озерный, пролювиальный, техногенный; возраст – от юрского до современного.

Ассоциация 4-го типа характеризуется меньшей физико-химической активностью: смектиты в ней имеют подчиненное значение. Помимо морских, ледниковых, аллювиальных, делювиальных отложений, эта ассоциация характерна для грунтов лагунного и прибрежно-морского генезиса; возраст пород – от каменноугольного до современного.

Тип 6 включает ассоциацию глинистых минералов, в которую помимо преобладающих слюдистых входят: хлорит (каолинит) и упорядоченные смешанослойные минералы типа иллит-смектит, иллит-вермикулит, вермикулит, ректорит, корренсит. Ассоциация характерна для пород, испытавших значительную катагенетическую переработку (аргиллиты, алевролиты, сланцы). По генезису и возрасту грунты с такой ассоциацией глинистых минералов представляют в основном две большие группы: верхнепротерозойские-нижнепалеозойские глинистые породы морского генезиса и флювиогляциальные четвертичные отложения.

Тип 3. Мало распространенную ассоциацию составляют глинистые *минералы дисперсных грунтов с преобладанием каолинита или хлорита*, которые отличаются низкой физико-химической активностью, особенно каолинит. Это относится к каолинитам из известных месторождений, т. е. элювиальным грунтам с преобладанием каолинита. Каолиниты в дисперсных грунтах существенно отличаются от элювиальных каолинитов как по морфологии, дисперсности частиц и структурным особенностям, так и по свойствам.

Тип 5. Ассоциация с преобладанием упорядоченных смешанослойных минералов встречается в *горных породах морского или гидротермального генезиса*. Еще менее распространены упорядоченные смешанослойные минералы, образовавшиеся при выветривании триоктаэдрических слюд или хлоритов. Диоктаэдрические смешанослойные образования с упорядоченным переслаиванием пакетов разного типа в большинстве представлены иллит-смектитами, происхождение которых связано с преобразованием монтмориллонита в мелководных морских условиях или с породами, подвергнутыми региональному эпигенезу или контактному метаморфизму. Возраст их обычно позднепротерозойский-раннепалеозойский, возраст упорядоченных смешанослойных минералов гидротермального генезиса более широк [50].

2.1.1.3. Состав и свойства простых солей

К данной группе минералов относятся галоиды (галит, сильвин, карналлит, бишофит), сульфаты (гипс, ангидрит, барит и др.), карбонаты (кальцит, доломит, магнезит, сидерит и др.), фосфаты, нитраты и др. Они широко распространены среди осадочных и несколько меньше среди метаморфических и магматических пород. В простых солях преобладают связи ионного типа, и более сложных – ионно-ковалентного типа, причем прослеживается увеличение ковалентности солей с переходом от легких к тяжелым анионам или с заменой щелочных металлов на другие металлы. Их объединяет слабая устойчивость в воде, обусловленная особенностями

строения и преобладанием ионного типа связи в структуре, поэтому присутствие простых солей в грунтах сильно влияет на их физико-химические свойства (особенно при выщелачивании солей), на водопроницаемость, солевой состав порового раствора и его агрессивность и др.

Галоиды. Состоят из крупных ионов щелочных металлов с анионами хлора или фтора. Наиболее простое строение среди галоидов имеет галит («гальс» – соль), или каменная соль NaCl , и сильвин KCl . Структура галита представлена ионами натрия и хлора, попеременно располагающихся в узлах решетки и образующих плотную кубическую структуру. Большинство галоидов также имеет плотно упакованную кристаллическую структуру, в которой объем пустот не превышает 26 %, их плотность определяется химическим составом и ионным радиусом элементов. Повышенная текучесть каменной соли обусловлена ее совершенной спайностью.

Галоидные минералы образуются при осаждении в соляных бассейнах вдоль морских побережий и при высыхании соляных озер в сухом жарком климате. Древние залежи каменной соли, приуроченные к пачкам осадочных пород, часто выжимались в процессе складкообразования, образуя соляные столбы, или диапиры. Подавляющая часть всех залежей каменной соли сформировалась в пермскую эпоху.

Сульфаты. Представляют собой ионные минералы – соли серной кислоты: в тетраэдрическом анионе $[\text{SO}_4]^{2-}$ сера находится в высшей степени окисления, поэтому все сульфаты имеют одинаковый структурный тип. Среди сульфатных минералов в грунтах наиболее распространены гипс $\text{Ca}[\text{SO}_4] \cdot 2\text{H}_2\text{O}$ и ангидрит $\text{Ca}[\text{SO}_4]$, встречаются целестин $\text{Sr}[\text{SO}_4]$, барит $\text{Ba}[\text{SO}_4]$, тенардит $\text{Na}[\text{SO}_4]$ и др. Сульфаты щелочных металлов и водные сульфаты легко растворимы в воде и имеют специфический солоноватый, горько-соленый или вяжущий вкус. Формирование залежей сульфатов связано с осадконакоплением в замкнутых морских бассейнах.

В горных породах довольно часто наблюдаются взаимные переходы гипса в ангидрит и обратно. При нагревании гипса до температуры 100...200 °С происходит его постепенная дегидратация и переход в ангидрит, который сопровождается уменьшением объема гипса и образованием в нем пустот. При обратном процессе образуется вторичный гипс. *Гидратация ангидрита и образование вторичного гипса сопровождаются резким увеличением его объема, вследствие чего в породах создаются дополнительные напряжения, достигающие иногда огромной величины.*

Карбонаты. Представляют собой соли угольной кислоты, в которых катионами служат ионы Ca^{2+} , Mg^{2+} , Ba^{2+} , Fe^{2+} , Pb^{2+} и др. В их состав также входят дополнительные ионы, чаще всего $(\text{OH})^-$. Для карбонатов характерна смешанная ионно-ковалентная связь: между катионами и анионами существует ионная связь, а в радикалах $[\text{CO}_3]^{2-}$ – ковалентная. Наиболее распространенными минералами среди карбонатов являются кальцит CaCO_3 и доломит $\text{Ca}, \text{Mg}(\text{CO}_3)_2$, магнезит MgCO_3 , церуссит PbCO_3 , сидерит FeCO_3 , и др. По своему строению кальцит сходен с галоидами. Он имеет кристаллическую структуру ионного типа, образованную кальцием Ca^{2+} и радикалом CO_3^{2-} . Плотность карбонатов и сульфатов зависит от их химического состава и от строения кристаллической структуры: наибольшие значения плотности имеют карбонаты, в состав которых входят атомы железа или свинца.

Фосфаты, арсенаты, бораты, а также прочие ионные и ионно-ковалентные соли менее распространены в грунтах, но в ряде случаев их значение бывает существенным. С осадочным процессом связано образование фосфоритов – скоплений фосфатов. Многие фосфаты, накапливающиеся в речных, прибрежных и морских россыпях, содержат радиоактивные элементы и к ним приурочены урановые месторождения. Среди фосфатов и их аналогов наиболее распространены апатит, монацит, эритрин, вивианит и др.

Таким образом, важнейшим свойством простых солей является их растворимость, обусловленная преобладанием ионного типа связи в решетке минералов. Устойчивость простой соли определяется энергией ее кристаллической решетки, т. е. работой, требуемой для разрушения связи и удаления ионов на расстояния, при которых можно пренеб-

речь взаимодействиями между ними. Энергия кристаллической решетки зависит от радиуса и заряда ионов и повышается с уменьшением ионных радиусов и ростом валентности (заряда) ионов. Соотношение энергии кристаллической решетки ионного кристалла и энергии гидратации ионов определяет растворимость соли. Растворение происходит в том случае, если энергия гидратации выше энергии кристаллической решетки, поэтому с ростом энергии решетки растворимость ионных кристаллов в целом снижается [50].

2.1.1.4. Состав и свойства сульфидов и металлических соединений

К сульфидам относятся минеральные виды, представляющие собой соединения металлов и полуметаллов переходных элементов с серой, мышьяком, селеном и теллуром, главными элементами в них также являются Fe, Cu, Zn, Pb, Sb, Ag, Au, Bi, Co, Ni. Сульфиды и их аналоги характеризуются ярко выраженным ковалентным типом химической связи между слагающими их атомами с донорно-акцепторным характером ее проявления и существенным вкладом металлических и остаточных связей. Среди сульфидов и их аналогов известно более 250 минеральных видов, однако значительные скопления образуют не более 20 видов. Самыми распространенными сульфидами являются пирит, галенит, сфалерит, халькопирит, марказит, арсенопирит, реальгар, антимонит и др. Сульфиды и их аналоги являются важнейшими рудами цветных, благородных и многих редких металлов.

В горных породах сульфиды обычно образуют сплошные, кристаллически-зернистые массы или встречаются в виде кристаллов, вкрапленностей. Сульфиды с цепочечной структурой часто представлены агрегатами удлиненно-призматических и тонкоигольчатых кристаллов с совершенной спайностью по удлинению (антимонит, висмутин, сульфасоли свинца). Для слоистых сульфидов и их аналогов характерна уплощенно-таблитчатая форма кристаллов и весьма совершенная спайность в одном направлении (молибденит, тетрадимит, аурипигмент). Большая часть сульфидов, за исключением сульфидов мышьяка, имеет высокую плотность (до $8,5 \text{ г/см}^3$).

Сульфиды в основном имеют гидротермальное происхождение, образуются в магматических процессах и в гипергенных условиях в зоне вторичного сульфидного обогащения, а также в осадочных породах. В поверхностных условиях Земли сульфиды и их аналоги обычно неустойчивы и в процессе окисления переходят, главным образом, в растворимые сульфаты. За их счет образуются вторичные минералы – окислы, карбонаты, сульфаты, арсенаты, силикаты и самородные металлы.

Кроме сульфидов металлическую связь в грунтах имеют такие твердые компоненты, как самородные металлы (медь, серебро и др.), некоторые металлические руды, являющиеся полезными ископаемыми, а также различные металлические соединения искусственного происхождения, особенно отходы металлов, содержащиеся в техногенных грунтах (свалочных, предельных и отвальных шлаках и др.) [50].

2.1.2. Классификационные показатели грунтов, содержащих минеральную компоненту

2.1.2.1. Классификационные показатели скальных грунтов

Согласно ГОСТ 25100 [34] все грунты в общей классификации подразделяются на основе характера структурных связей на три класса:

- класс природных скальных грунтов;
- класс природных дисперсных грунтов;
- класс мерзлых грунтов.

Твердая минеральная компонента доминирует во всех перечисленных классах и определяет особые свойства входящих в эти классы грунтов. Ниже приводятся классификации, применяемые в грунтоведении к грунтам скальным, дисперсным, элювиальным и техногенным. Классификации органических и органо-минеральных грунтов, а также

мерзлых грунтов приведены в отдельных разделах (2.3.2 и 2.4.2), так как их свойства обусловлены содержанием органики и ледяной компоненты.

Класс природных скальных грунтов представляют грунты с жесткими структурными связями (кристаллизационными и цементационными) магматического, метаморфического и осадочного генезиса. У большинства пород этого класса связи являются кристаллическими и аналогичны внутрикристаллическим связям отдельных минералов, что обеспечивает им высокую плотность, прочность и малую деформируемость, значительно превышающие нагрузки, существующие в строительной практике. У сульфатных карбонатных и галоидных пород структурные связи ионные, поэтому эти породы, прочные в сухом состоянии, растворяются при взаимодействии с водой. Скальные породы морозостойкие, невлагоемкие, водопроницаемые только по трещинам, в зависимости от минерального состава, структуры и температуры их прочностные и деформационные свойства могут изменяться в широких пределах.

Разновидности скальных грунтов выделяют:

- по пределу прочности на одноосное сжатие в водонасыщенном состоянии R_c (табл. 2.2);
- по плотности сухого (скелета) грунта ρ_d (табл. 2.2, применяется ко всем грунтам);
- пористости n (табл. 2.2);
- коэффициенту выветрелости K_{wr} (табл. 2.2);
- степени размягчаемости K_{sof} (табл. 2.2);
- степени растворимости q_{sr} (табл. 7.2);
- степени водопроницаемости k_f (табл. 2.2, применяется к дисперсным грунтам);
- температуре (применяется ко всем грунтам, табл. 2.23).

Таблица 2.2

Классификация природных скальных грунтов [34]

1. Классификация грунтов по пределу прочности на одноосное сжатие в водонасыщенном состоянии		
Разновидность грунтов	Предел прочности на одноосное сжатие R_c , МПа	
Скальные	Очень прочный	$R_c \geq 120$
	Прочный	$120 > R_c \geq 50$
	Средней прочности	$50 > R_c \geq 15$
	Малопрочный	$15 > R_c \geq 5$
Полускальные	Пониженной прочности	$5 > R_c \geq 3$
	Низкой прочности	$3 > R_c \geq 1$
	Очень низкой прочности	$R_c < 1$
2. Классификация грунтов по плотности скелета (применяется для всех грунтов)		
Разновидность грунтов	Разновидность грунтов скелета ρ_d , г/см ³	
Очень плотный	$\rho_d \geq 2,50$	
Плотный	$2,50 > \rho_d \geq 2,10$	
Средней плотности	$2,10 > \rho_d \geq 1,20$	
Низкой плотности	$\rho_d < 1,20$	
3. Классификация грунтов по пористости		
Разновидность грунтов	Пористость n , д. ед.	
Непористые	$n \leq 3$	
Слабопористые	$3 < n \leq 10$	
Среднепористые	$10 < n \leq 30$	
Сильнопористые	$n > 30$	
4. Классификация грунтов по коэффициенту выветрелости		
Разновидность грунтов	Коэффициент выветрелости K_{wr} , д. ед.	
Слабовыветрелый	$0,9 < K_{wr} < 1$	
Выветрелый	$0,8 \leq K_{wr} < 0,9$	
Сильновыветрелый	$K_{wr} < 0,80$	
5. Классификация грунтов по степени размягчаемости в воде		
Разновидность грунтов	Коэффициент размягчаемости K_{sof} , д. ед.	
Неразмягчаемый	$K_{sof} \geq 0,75$	
Размягчаемый	$K_{sof} < 0,75$	

6. Классификация грунтов по степени водопроницаемости			
Разновидность грунтов		Коэффициент фильтрации k_{ϕ} , м/сут	
Водонепроницаемый		$k_{\phi} \leq 0,005$	
Слабоводопроницаемый		$0,005 < k_{\phi} \leq 0,3$	
Водопроницаемый		$0,3 < k_{\phi} \leq 3,0$	
Сильноводопроницаемый		$3,0 < k_{\phi} \leq 30$	
Очень сильноводопроницаемый		$k_{\phi} > 30$	
7. Классификация грунтов по структуре и текстуре			
Магматические	Интрузивные	Мелко-, средне- и крупно-кристаллическая	Массивная, порфировая, миндалекаменная
	Эффузивные	Стекловатая, неполнокристаллическая	
Метаморфические		Такая же, как у магматических грунтов	Гнейсовая, сланцеватая, слоисто-сланцеватая, полосчатая, массивная, тонкослоистая и др.
Осадочные		Мелко-, средне- и крупно-кристаллическая	Массивная, слоистая

Описание характеристик физических, гидрофизических и механических свойств скальных и дисперсных грунтов приведены в соответствующих разделах.

2.1.2.2. Классификационные показатели техногенных грунтов

Техногенными грунтами называются *естественные грунты*, измененные и перемещенные в результате производственной и хозяйственной деятельности человека, и *антропогенные образования*. В соответствии с общей классификацией техногенные грунты входят как типы в три основных класса: *скальные, дисперсные и мерзлые*.

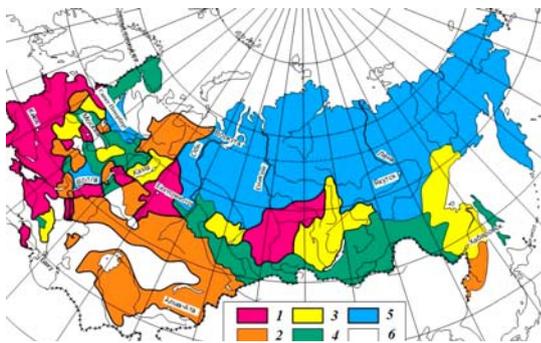


Рис. 2.16. Интенсивность образования искусственных грунтов на территории СНГ:
1 – очень высокая; 2 – высокая; 3 – средняя;
4 – низкая; 5 – очень низкая; 6 – прирост искусственных грунтов не отмечен

Техногенные грунты являются объектом инженерно-геологических изысканий в качестве оснований зданий и сооружений, среды для размещения городских коммуникационных сетей и т. п., материала инженерных сооружений. К числу последних относятся дамбы, плотины, насыпи, хранилища отходов металлургического производства, горнодобывающей промышленности, ТЭЦ и т. п.

Искусственные грунты покрывают более 55 % площади суши Земли, их распространение неравномерно, в ряде районов они занимают 95...100 % территории, а их мощность достигает нескольких десятков метров.

Интенсивность образования искусственных грунтов на территории СНГ показана на рис. 2.16, из которого следует, что особенно сильно этот процесс идет в европейской части России, на Украине, в Молдавии, Закавказье и на юге Сибири [128].

К техногенным грунтам следует относить [34, 111]:

1. Природные образования, измененные в условиях естественного залегания физическим или химико-физическим воздействием, для которых средние значения показателей химического состава изменены не менее чем на 15 %. **Физические воздействия** (уплотнение трамбовкой, укаткой и взрывами, осушение, замораживание) изменяет строение и фазовый состав грунтов. **Химико-физическое воздействие** (электроосмос, цементация, силикатизация, битумизация, глинизация, прогрев и обжиг) изменяют их вещественный состав, структуру и текстуру.

2. Природные образования, перемещенные с мест их естественного залегания с использованием транспортных средств, взрыва (насыпные грунты) или с помощью средств гидромеханизации (намывные грунты). Перемещение осуществляется в процессе горнотехнических (вскрышных и шахтных) и строительных (отрывка котлованов, создание выемок, насыпей и т. п.) работ.

3. Антропогенные образования, представляющие собой твердые отходы бытовой и производственной деятельности человека, в результате которой произошло коренное изменение состава, структуры и текстуры природного минерального или органического сырья. **Бытовые отходы** представлены, главным образом, свалками бытовых отходов, строительного мусора и др. **Промышленные отходы** представлены золами и золошлаками, шлаками, шламами. **Золы** (продукт сжигания твердого топлива) и **золошлаки** – продукты комплексного термического преобразования горных пород и сжигания твердого топлива: горючих сланцев, каменного и бурого угля, торфа. **Шлаки** (доменные и сталеплавильные – мартеновские, конверторные, электропечные) – продукты химических и термических преобразований горных пород, образующиеся при сжигании. **Шламы** – высокодисперсные материалы, образующиеся в горнообогащительном, химическом и других видах производства.

Разновидности техногенных грунтов выделяются так же, как соответствующие разновидности классов природных грунтов, с учетом специфических особенностей и свойств техногенных грунтов. При лабораторных исследованиях техногенных грунтов, помимо характеристик, определяемых в соответствии с требованиями СП 11–105–97 (часть I), следует определить: склонность грунтов к распаду, разложению и другим физико-химическим преобразованиям (для шлаков, зол и шламов энергетической, металлургической и химической промышленности), размокаемости (для отвалов вскрышных пород, основу которых составляют алевролиты и аргиллиты), набуханию (для пород, перегоревших в отвалах), пучинистости (золы и золошлаковые материалы), а также содержание органических веществ (свалки и бытовые отходы).

При выборе методики проведения инженерно-геологических изысканий следует учитывать, что техногенные грунты изменяются в широком диапазоне – от разновидностей, близких к природным грунтам, до грунтов, не имеющих аналогов среди природных образований. При проведении изысканий в районах распространения техногенных грунтов следует дополнительно устанавливать: генезис техногенных грунтов, их распространение, мощность толщи и изменения по площади; время (давность) образования толщи техногенных грунтов, степень завершенности процессов их самоуплотнения и упрочнения; особенности исходных материалов, способ их преобразования, перемещения и укладки; технологические особенности производства работ в горнотехнической, инженерной, сельскохозяйственной и других видах производственной деятельности, обусловившей формирование и накопление данного грунта; специфические свойства техногенных грунтов, в том числе токсичность некоторых видов (хвосты, шламы и т. п.), пути возможного заражения окружающей среды, склонность пустой породы к самовозгоранию и т. п. [111].

2.1.2.3. Классификационные показатели дисперсных грунтов

Класс природных дисперсных грунтов представляют грунты с водноколлоидными и механическими структурными связями, которые подразделяются на несвязные (пески и крупнообломочные грунты) и связные (глинистые грунты). Эти связи обуславливают невысокую прочность по сравнению со скальными грунтами и очень сильную зависимость от степени водонасыщения.

Подкласс несвязных грунтов объединяет осадочные и вулканогенно-осадочные крупнообломочные и песчаные грунты. Они характеризуются двумя особенностями:

1) состоят в основном из обломков горных пород и первичных минералов и их агрегатов, малоизмененных в процессе выветривания;

2) связи между обломками и отдельными зернами минералов в сухом состоянии или очень слабые, или практически отсутствуют, вследствие чего определенные их разности могут рассматриваться как рыхлые, сыпучие, несвязные грунты.

Для всех видов характерна высокая пористость при преобладании крупных пор, что обуславливает их высокую проницаемость. Несвязные грунты обладают значительным внутренним трением, они слабо сжимаются под статическими нагрузками и сильно уплотняются под динамическими. Несвязные грунты достаточно хорошо выдерживают нагрузку сооружений и в сухом, и во влажном состоянии. При сильной степени засоленности несвязные грунты обладают специфическими свойствами (см. пп. 7.1 и 8.3.2.3).

Крупнообломочные грунты состоят в основном из окатанных или угловатых обломков горных пород размером более 2 мм (более 50 % грунта), имеющих в основном полиминеральный состав. По крупности обломков они подразделяются на *валунные и каменистые (глыбовые), галечниковые и щебенистые, гравийные и дресвяные (хрящеватые)*.

Крупнообломочные грунты подразделяются на разновидности [34]:

- по гранулометрическому составу (табл. 2.3 и 2.12);
- степени неоднородности гранулометрического состава C_u (табл. 2.3);
- коэффициенту водонасыщения S_r (табл. 2.3);
- степени водопроницаемости k_{ϕ} (табл. 2.2);
- плотности скелета грунта ρ_d (табл. 2.2);
- коэффициенту выветрелости K_{wrt} (табл. 2.3);
- коэффициенту истираемости K_{ϕ} (табл. 2.3);
- температуре (табл. 2.23).

Песчаные грунты характеризуются преобладанием мономинеральных частиц размером 0,05...0,2 мм, количество глинистых частиц в них не превышает 3 %. В сухом состоянии они представляют собой сыпучие тела, во влажном – приобретают небольшую связность. Некоторые из них при насыщении водой обладают плавунными свойствами. Минералогический состав следует определять, как правило, методами дифракционной рентгенографии согласно установленным методикам.

Пески подразделяются на разновидности [34]:

- по гранулометрическому составу (табл. 2.3 и 2.12);
- степени неоднородности гранулометрического состава C_u (табл. 2.3);
- плотности скелета грунта ρ_d (табл. 2.2);
- относительному содержанию органического вещества I_r (табл. 2.16);
- степени засоленности D_{sat} (табл. 7.3);
- коэффициенту пористости e (табл. 2.3);
- степени плотности I_D (табл. 2.3);
- коэффициенту водонасыщения S_r (табл. 2.3);
- степени водопроницаемости k_{ϕ} (табл. 2.2);
- температуре (табл. 2.23).

Подкласс связных грунтов включает глинистые грунты, к которым относятся тонкодисперсные образования, содержащие не менее 3 % глинистых частиц и проявляющие набухаемость и пластичность при увлажнении.

Глинистые грунты классифицируют [34]:

- по числу пластичности I_p (табл. 2.3 и 2.12);
- гранулометрическому составу и числу пластичности I_p (табл. 2.3);
- показателю текучести I_l (табл. 2.3);
- наличию включений (табл. 2.3);
- плотности скелета грунта ρ_d (табл. 2.2);
- относительному содержанию органического вещества I_r (табл. 2.16);
- относительной деформации набухания без нагрузки ε_{sw} (табл. 2.3);
- относительной деформации просадочности ε_{st} (табл. 2.3);
- степени засоленности D_{sat} (табл. 7.3);
- степени морозной пучинистости ε_f (табл. 6.3);
- температуре t (табл. 2.23).

Классификация природных дисперсных грунтов [34]

1. Классификация крупнообломочных грунтов и песков по гранулометрическому составу			
Разновидность грунтов		Размер частиц d , мм	Содержание частиц, % по массе
Крупно-обломочные грунты	валунный (при неокатанных гранях – глыбовый)	>200	>50
	галечниковый (при неокатанных гранях – щебенистый)	>10	>50
	гравийный (при неокатанных гранях – древесный)	>2	>50
Пески	гравелистый	>2	>25
	крупный	>0,50	>50
	средней крупности	>0,25	>50
	мелкий	>0,10	≥ 75
	пылеватый	>0,10	< 75
<i>Примечание.</i> При наличии в крупнообломочных грунтах песчаного заполнителя более 40 % или глинистого заполнителя более 30 % от общей массы воздушно-сухого грунта в наименование крупнообломочного грунта добавляется наименование вида заполнителя и его состояние. Вид заполнителя устанавливается после удаления частиц крупнее 2 мм.			
2. Классификация крупнообломочных грунтов и песков по степени неоднородности гранулометрического состава			
Разновидность грунтов		Степень неоднородности гранулометрического состава C_u	
Однородный		$C_u \leq 3$	
Неоднородный		$C_u > 3$	
3. Классификация крупнообломочных грунтов и песков по коэффициенту водонасыщения			
Разновидность грунтов		Коэффициент водонасыщения S_r , д. ед.	
Малой степени водонасыщения (маловлажные)		$0 < S_r \leq 0,5$	
Средней степени водонасыщения (влажные)		$0,5 < S_r \leq 0,8$	
Водонасыщенные		$0,8 < S_r \leq 1$	
4. Классификация крупнообломочных грунтов по коэффициенту выветрелости			
Разновидность крупнообломочных грунтов		Коэффициент выветрелости K_{wrt} , д. ед.	
Слабовыветрелый		$0 < K_{wrt} \leq 0,50$	
Средневыветрелый		$0,50 < K_{wrt} \leq 0,75$	
Сильновыветрелый		$0,75 < K_{wrt} \leq 1,00$	
5. Классификация крупнообломочных грунтов по коэффициенту истираемости			
Разновидность крупнообломочных грунтов		Коэффициент истираемости K_{fr} , д. ед.	
Очень прочный		$K_{fr} \leq 0,05$	
Прочный		$0,05 < K_{fr} \leq 0,20$	
Средней прочности		$0,20 < K_{fr} \leq 0,30$	
Малопрочный		$0,30 < K_{fr} \leq 0,40$	
Пониженной прочности		$K_{fr} > 0,40$	
6. Классификация песков по коэффициенту пористости			
Разновидность песков	Коэффициент пористости e , д. ед.		
	Пески гравелистые, крупные и средней крупности	Пески мелкие	Пески пылеватые
Плотный	$e \leq 0,55$	$e \leq 0,60$	$e \leq 0,60$
Средней плотности	$0,55 < e \leq 0,70$	$0,60 < e \leq 0,75$	$0,60 < e \leq 0,80$
Рыхлый	$e > 0,70$	$e > 0,75$	$e > 0,80$
7. Классификация песков искусственного сложения по степени плотности			
Разновидность песков		Степень плотности I_D , д. ед.	
Слабоуплотненный		$0 < I_D \leq 0,33$	
Среднеуплотненный		$0,33 < I_D \leq 0,66$	
Сильноуплотненный		$0,66 < I_D \leq 1,00$	
8. Классификация глинистых грунтов по числу пластичности I_p, %			
Разновидность глинистых грунтов		Число пластичности I_p	
Супесь		$1 \leq I_p < 7$	
Суглинок		$7 \leq I_p < 17$	
Глина		$I_p \geq 17$	

9. Классификация глинистых грунтов по грансоставу и числу пластичности			
Разновидность глинистых грунтов		Число пластичности I_p , %	Содержание песчаных частиц (2,0...0,5 мм), % по массе
Супесь	песчанистая	$1 \leq I_p < 7$	≥ 50
	пылеватая	$1 \leq I_p < 7$	< 50
Суглинок	легкий песчанистый	$7 \leq I_p < 12$	≥ 40
	легкий пылеватый	$7 \leq I_p < 12$	< 40
	тяжелый песчанистый	$12 \leq I_p < 17$	≥ 40
	тяжелый пылеватый	$12 \leq I_p < 17$	< 40
Глина	легкая песчанистая	$17 \leq I_p < 27$	≥ 40
	легкая пылеватая	$17 \leq I_p < 27$	< 40
	тяжелая	$I_p \geq 27$	не регламентируется
10. Классификация глинистых грунтов по показателю текучести			
Разновидность глинистых грунтов		Показатель текучести I_L	
Супесь	твердая	$I_L < 0$	
	пластичная	$0 \leq I_L \leq 1,00$	
	текучая	$I_L > 1,00$	
Суглинки и глины	твердые	$I_L < 0$	
	полутвердые	$0 \leq I_L \leq 0,25$	
	тугопластичные	$0,25 < I_L \leq 0,50$	
	мягкопластичные	$0,50 < I_L \leq 0,75$	
	текучепластичные	$0,75 < I_L \leq 1,00$	
	текучие	$I_L > 1,00$	
11. Классификация глинистых грунтов по наличию включений			
Разновидность глинистых грунтов		Содержание частиц > 2 мм, % по массе	
Супесь, суглинок, глина с галькой (щебнем), гравием (дресвой) или ракушкой		от 15 до 25	
Супесь, суглинок, глина галечниковые (щебенистые), гравелистые (дресвяные) или ракушечные		более 25 до 50	
12. Классификация глинистых грунтов по относительной деформации набухания без нагрузки			
Разновидность грунтов		Относительная деформация набухания ε_{sw} , д. ед.	
Ненабухающий		$\varepsilon_{sw} < 0,04$	
Слабонабухающий		$0,04 \leq \varepsilon_{sw} \leq 0,08$	
Средненабухающий		$0,08 < \varepsilon_{sw} \leq 0,12$	
Сильнонабухающий		$\varepsilon_{sw} > 0,12$	
13. Классификация глинистых грунтов по относительной деформации просадочности			
Разновидность глинистых грунтов		Относительная деформация просадочности ε_{sl} , д. ед.	
Непросадочный		$\varepsilon_{sl} < 0,01$	
Слабопросадочный		$0,01 \leq \varepsilon_{sl} \leq 0,03$	
Среднепросадочный		$0,03 < \varepsilon_{sl} \leq 0,07$	
Сильнопросадочный		$0,07 < \varepsilon_{sl} \leq 0,12$	
Чрезвычайно просадочный		$\varepsilon_{sl} > 0,12$	

Группа объединяет также *органо-минеральный и органический типы грунтов*, обладающих яркими специфическими свойствами и заслуживающих отдельного описания, классификации которых приведены в пп. 2.2.2.1 и 2.2.2.2. Среди глинистых грунтов также выделяются специфические грунты, для которых характерны просадочные свойства (см. пп. 5.5 и 8.3.2.1), способность к набуханию и усадке (см. пп. 5.3, 5.4 и 8.3.2.2), пучинистые свойства (п. 6.2), и засоленные грунты, для которых характерна химическая суффозия (см. пп. 7.1 и 8.3.2.3.).

2.1.2.4. Классификационные показатели элювиальных грунтов

Элювиальные грунты в классификации [34] не выделяются в отдельный класс, но так как они обладают особыми свойствами, их относят к грунтам специфическим [111]. Элювиальные грунты инженеру-геологу встречаются довольно часто. Представлены они как *скальными, так и дисперсными грунтами*, образовавшимися в результате процессов выветривания горных пород на месте их залегания без заметных признаков смещения. С глубиной степень их выветрелости постепенно снижается, и они переходят в трещиноватую материнскую горную породу. Граница между элювиальными грунтами и подстилающей материнской породой неровная, нечетко выраженная и может быть установлена, как правило, условно.

Элювиальные грунты следует характеризовать следующими показателями:

- гранулометрическим составом (с учетом содержания обломочного материала и его роли в формировании структуры и деформационно-прочностных свойств грунта);
- пределом прочности на одноосное сжатие R_c (в водонасыщенном состоянии и при естественной влажности);
- коэффициентом размягчаемости K_{sof} ;
- коэффициентами выветрелости K_{wr} и K_{wrt} (табл. 2.2, 2.3 и 2.4);
- показателями специфических свойств (просадочности, набухания, растворимости и т. д.) при их наличии (табл. 2.3).

Подразделение на разновидности тонкозернистых элювиальных бесструктурных грунтов преимущественно глинистого состава, обладающих пластическими свойствами (продукты выветривания аргиллитов, глинистых сланцев, мергелей, глинистых песчаников и алевролитов, а также основных эффузивных и интрузивных пород), следует осуществлять согласно классификации глинистых грунтов (табл. 2.3 [34]). Другие виды, не обладающие пластическими свойствами, следует подразделять по гранулометрическому составу (табл. 2.3, п. 1) с указанием степени неоднородности. При высоком содержании разных фракций в названии этих грунтов следует указывать не только преобладающую, но и вторую по содержанию, а иногда и третью фракцию (например, «дресвяно-щебенисто-глыбовый грунт»).

Таблица 2.4

Классификация элювиальных грунтов [34]

1. Классификация бесструктурных элювиальных грунтов, не обладающих пластическими свойствами, по гранулометрическому составу		
Наименование грунта	Преобладающие фракции, мм	
Глыбовый	>200	
Щебенистый	10...200	
Дресвяный	2...10	
Песчаный	0,1...2,0	
Алевритовый (пыль)	<0,1	
2. Классификация элювиальных скальных грунтов по степени выветрелости		
Наименование элювиальных скальных грунтов по степени выветрелости	Коэффициент выветрелости K_{wr} при исходных породах	
	Магматических и метаморфических	Осадочных цементированных
Невыветрелые	1	1
Слабовыветрелые	1,0...0,9	1,0...0,95
Выветрелые	0,91...0,8	0,96...0,85
Сильновыветрелые	<0,8	<0,85
3. Классификация элювиальных скальных грунтов по степени выветрелости обломочного материала (при содержании крупнообломочной фракции более 30 %)		
Наименование элювиальных скальных грунтов по степени выветрелости	Коэффициент выветрелости K_{wrt} при исходных породах	
	Магматических и метаморфических	Осадочных цементированных
Слабовыветрелый	$\leq 0,5$	$\leq 0,33$
Выветрелый	0,5...0,75	0,33...0,67
Сильновыветрелый	>0,75	>0,67

4. Классификация бесструктурных элювиальных грунтов, не обладающих пластическими свойствами, по гранулометрическому составу	
Наименование видов структурного элювия	Предел прочности на сжатие R_c , МПа
Сапролит слабый	5...15
Сапролит средней прочности	15...30
Сапролит повышенной прочности	30...50
Рухляк слабый	≤ 30
Рухляк средней прочности	30...50
Рухляк повышенной прочности	> 50

Глыбовые грунты целесообразно подразделять дополнительно на три вида:

- *бескаркасный* – с невысоким содержанием глыбового материала (порядка 10 %), деформационно-прочностные свойства которого определяются заполнителем;
- *слабокаркасный* – со средним и высоким содержанием глыбового материала (10...65 %), свойства которого определяются как глыбовым материалом, так и заполнителем;
- *каркасный* – с очень высоким содержанием глыбового материала (более 65 %), свойства которого определяются глыбовым материалом.

При более детальном описании следует уточнять содержание и состав заполнителя, например: «глыбовый грунт с 20 % дресвяно-щебенистого заполнителя». Для крупнообломочного материала (фракции > 2 мм) во всех случаях следует указывать его прочность, выделяя три категории:

- *слабый или сапролитовый* (разламывается и растирается в руке);
- *средней прочности или рухляковый* (легко разбивается молотком);
- *прочный* (с трудом разбивается молотком).

Для более детального подразделения песчаных грунтов следует использовать действующую классификацию песков (табл. 2.3, п. 1) и дополнять определения названием материнской породы (например, «рухляк слабый, гранитный»).

Учитывая, что в составе продуктов выветривания часто преобладают тонкие фракции (доломитовая и известково-доломитовая мука), целесообразно дополнительно выделить *группу алевритов* (пылеватых грунтов), подразделив их на виды:

- алеврит крупный с преобладанием фракций 0,10...0,01 мм;
- алеврит мелкий с преобладанием фракций 0,01...0,005 мм;
- алеврит тонкий с преобладанием фракций $< 0,005$ мм.

Фракция $< 0,005$ мм отвечает по размеру частиц глинам, однако тонкий алеврит не обладает глинистыми свойствами, поэтому употреблять термин «глина» в данном случае не следует.

По коэффициенту истираемости крупнообломочные фракции следует подразделять в соответствии с ГОСТ 25100 (п. 5, табл. 2.2). Степень выветрелости элювиальных скальных грунтов характеризуется коэффициентом выветрелости K_{wr} , равным отношению плотности выветрелого грунта к плотности монолитного грунта.

Классификация элювиальных грунтов по степени выветрелости приведена в п. 4, табл. 2.3. При содержании крупнообломочной фракции более 30 % в наименовании грунта следует приводить также степень выветрелости обломочного материала в соответствии с п. 3, табл. 2.4. Для предварительных расчетов допускается определять K_{wr} по данным гранулометрического состава согласно табл. 2.5.

При классификации видов структурного элювия (сапролитов и рухляков) следует учитывать в первую очередь их прочность, используя в качестве классификационного показателя *предел прочности грунта на одноосное сжатие* R_c , МПа, образцов в водонасыщенном состоянии (п. 4, табл. 2.4) и *коэффициент размягчаемости* в воде K_{sof} , который определяется как отношение пределов прочности грунта на одноосное сжатие образцов в водонасыщенном и воздушно-сухом состоянии.

Коэффициенты выветрелости элювиальных грунтов [111]

Значения K_{wrt}	Процентное содержание по массе фракций размером, мм			
	>10	2...10	0,1...2,0	<0,1
<0,25	54...66	25...33	9...11	0,9...4,1
0,25...0,0	33...44	35...0	1...22	2,7...3,0
0,51...0,75	27...31	36...44	23...27	5,6...6,4
>0,75	10...14	42...46	28...32	11...13

По степени размягчаемости в воде грунты, согласно ГОСТ 25100–95, подразделяются на размягчаемые и неразмягчаемые (п. 5, табл. 2.2). Учитывая, что свойства различных видов бесструктурного элювия зависят в большой степени от минерального состава частиц (прочность, размягчаемость, размокаемость, растворимость), в наименование следует включать сведения о минеральном составе, например «тонкий доломитовый алевролит» [111].

Основания, сложенные элювиальными грунтами, должны проектироваться с учетом:

- их значительной неоднородности по глубине и в плане из-за наличия грунтов разной степени выветрелости с большим различием их прочностных и деформационных характеристик;
- снижения прочностных и деформационных характеристик во время их длительного пребывания в открытых котлованах;
- возможности перехода в плавунное состояние элювиальных супесей и пылеватых песков в случае их водонасыщения в период устройства котлованов и фундаментов;
- возможного наличия просадочных свойств у элювиальных пылеватых песков с коэффициентом пористости $e > 0,6$ и степенью влажности $S_r < 0,7$, а также возможности набухания элювиальных глинистых грунтов при замачивании отходами технологических производств.

2.1.3. Определение минералогического состава грунтов

Минералого-петрографическую характеристику скальных грунтов проводят на основании макро- и микроскопического изучения образцов породы.

Макроскопическое изучение горной породы проводят визуально с помощью минералогической лупы с последующим описанием штурфов и кернов горной породы. При этом устанавливают: главные, второстепенные, акцессорные и вторичные минералы; наличие включений пород и минералов; структуру и текстуру породы с указанием степени спайности и анизотропности; нарушение сплошности; цвет.

Количественная оценка минералогического состава породы при макроскопическом исследовании может проводиться с использованием принятых в петрографии моделей для визуальной оценки процентного содержания минерала в породе.

Микроскопическое изучение проводят на прозрачных шлифах горной породы методами, принятыми в петрографии. Площадь исследуемого шлифа должна быть не менее 400 мм², толщина – не более 0,03 мм. Число шлифов должно быть достаточным для определения минералогического состава с точностью до 1 %.

При слоистых, флюидальных и подобных текстурах изготавливают шлифы в трех перпендикулярных направлениях. Из гигантозернистых и крупнообломочных пород изготавливают шлифы, включающие кристаллы, их обломки и цементирующую массу.

Микроскопическое изучение горной породы в шлифе включает:

- описание минералогического состава и его количественное определение;
- описание текстуры и структуры;
- определение кристаллических констант;
- количественное определение породообразующих минералов;
- описание вредных примесей;

- описание вторичных явлений (новообразованные минералы, прожилки, выщелачивание и др.) с их количественным определением;
- описание вкрапленности и тонкорассеянных выделений;
- наименование горной породы.

Общая оценка минералогического состава несвязных грунтов. В песчаных породах описано около 200 минералов, из них в качестве породообразующих, т. е. содержащихся в количестве более 1 %, выступают всего несколько десятков минералов и столько же обломочных зерен пород. Основы современной петрографической классификации песчаных пород были заложены в работах М.С. Швецова (1934 г.), выделившего по составу обломочных зерен *моногенные кварцевые, олигомиктовые и полимиктовые песчаники*; Ю.П. Деньгина (1934 г.), предложившего в качестве главных разновидностей выделять *кварцевые, аркозовые, граувакковые, слюдистые, глауконитовые и туфогенные песчаники*; Р. Фишера (1933 г.), который не только выделил разновидности песчаников по соотношению кварца, полевых шпатов и обломков пород, но и применил впервые треугольную диаграмму для отображения их состава.

Главной составной частью песчаных пород являются обломочные компоненты, дополнительной – аутигенные минералы и (или) минералы цементов. Все они могут выступать как в качестве терригенных (обломочных), так и в качестве аутигенных образований.

В группу минералов преимущественно обломочных входят *минералы кремнезема, полевые шпаты, слюды*.

Формами кремнезема в песчаных породах являются кварц, халцедон, опал и трудно диагностируемые под микроскопом кварцин, кристобалит, люссаит и тридимит. В песчаных породах кварц присутствует главным образом в виде обломочных зерен разной окатанности, без изменений на поверхности зерен или с признаками растворения, или в виде регенерационных кайм. Также кварц может присутствовать в качестве аутигенного минерала в цементе, в пустотах, трещинах или в качестве новообразований по другим минералам.

Большинство полевых шпатов входит в тройную систему: калиевый $K[AlSi_3O_8]$ – натриевый $Na[AlSi_3O_8]$ – кальциевый $Ca[Al_2Si_2O_8]$ полевые шпаты. Минералы, промежуточные между калиевым и натриевым, называются щелочными полевыми шпатами, промежуточные между натриевыми и кальциевыми – плагиоклазами. В качестве аутигенных встречаются альбит, реже калиевые полевые шпаты, но в основном полевые шпаты в песчаных породах являются обломочными зёрнами.

Слюды относятся к слоистым алюмосиликатам, характеризуются пластинчатым обликом и совершенной базальной спайностью, отражающей их слоистую атомную структуру. *Биотит и мусковит* широко распространены в магматических и метаморфических породах. Присутствие мусковита в обломках указывает на кислый состав пород в области размыва, где в большинстве магматических пород мусковит образуется вместе с биотитом. Присутствие большого числа зерен обломочного биотита в песчанике является свидетельством близости источников сноса или вялого химического выветривания. Принято считать, что у нижней границы зоны катагенеза достигается полное разрушение обломочного биотита.

В состав цементов песчаных пород могут входить разнообразные минералы: глинистые, карбонатные, кремнистые, окисно-железистые, окисно-марганцовистые, фосфатные, цеолитовые, сульфатные и полевошпатовые минералы и цементы. При этом цемент могут слагать один, два или три минерала. Состав цемента также может быть отражен в названии песчаной породы.

В песчаных осадках могут быть встречены магнетит, ильменит, циркон, гранат, рутил, турмалин, сфен, монацит, амфиболы, пироксены, оливин, серпентин, нефелин, апатит, хромит, касситерит, галенит, сфалерит.

Минералогический состав песка определяют методами петрографической разборки и минералогического анализа. Аналитическую пробу песка просеивают через сито с отверстиями диаметром 5 мм, из просеянной части пробы берут не менее 500 г песка. Песок промывают, высушивают до постоянной массы и просеивают через сита.

Каждую навеску насыпают тонким слоем на стекло или бумагу и просматривают при помощи бинокулярного микроскопа или лупы. Зерна песка, представленные обломками соответствующих пород и минералов, разделяют при помощи тонкой иглы на группы по типам пород и видам минералов. В необходимых случаях определение пород и минералов уточняют при помощи химических реактивов (раствор соляной кислоты и пр.), а также путем анализа в иммерсионных жидкостях с использованием поляризационного микроскопа.

В зернах песка, представленных обломками минералов, определяют содержание кварца, полевого шпата, темноцветных минералов, кальцита и др. Зерна пробы каждой фракции разделяют по генетическим типам:

- изверженные интрузивные – гранит, габбро, диорит и др.;
- изверженные эффузивные – базальт, порфирит, диабаз и др.;
- метаморфические – кварцит;
- кристаллические сланцы и др.;
- осадочные – известняк, доломит, песчаник и др.

По каждому виду выделенных пород и минералов подсчитывают число зерен и определяют их содержание (X) в процентах в навеске по формуле $X = n \cdot 100 / N$, где n – число зерен данной породы или минерала; N – общее число зерен в навеске.

Содержание зерен каждой породы или минерала в песке в процентах вычисляют как среднее взвешенное значение результатов определения их количества в навесках всех фракций. Кроме того, определяют содержание зерен песка различной формы и характера поверхности.

В песках и песчаниках могут присутствовать примеси непесчаной размерности – гравийные, алевритовые, глинистые (содержание последних в шлифах не определяется). Их наличие и количество фиксируется в ходе гранулометрического анализа и отражается в названии породы.

При определении минералогического состава *крупнообломочного грунта* его рассеивают на стандартные фракции и от каждой из них отбирают аналитическую пробу. При наличии в испытываемом щебне (гравии) какой-либо фракции в количестве, меньшем 5 % по массе, минералого-петрографический состав этой фракции не определяют. Пробу промывают и высушивают до постоянной массы. Петрографическую разборку грунта выполняют визуальным осмотром зерен с помощью лупы, используя набор реактивов для минералогического анализа, а также другими, принятыми в петрографии методами (с изготовлением в необходимых случаях прозрачных шлифов). Зерна пробы каждой фракции разделяют по генетическим типам. Зерна карбонатных пород, подвергшихся процессам окремнения более чем на 40 % своего объема, относят к группе кремния. Зерна кварца выделяют в самостоятельную группу. Петрографически разобранные по породам (или минералам) зерна взвешивают отдельно и определяют их содержание.

Общая оценка минералогического состава глинистых грунтов проводится:

- оптическим методом в прозрачных шлифах;
- иммерсионным методом по соответствующим фракциям;
- с помощью органических красителей;
- рентгеноструктурным методом по фракции мельче 0,005 мм.

При определении минералогического состава глинистых минералов рекомендуется подготовить грунт к разделению на фракции. Карбонатные грунты обрабатывают следующим образом: берут среднюю пробу воздушно-сухого грунта, просеянного через сито 1 мм, помещают ее в стакан с дистиллированной водой, добавляют двухпроцентную соляную кислоту до прекращения выделения углекислого газа (в случае сильнокарбонатных грунтов концентрация соляной кислоты доводится до 10 %, но при такой обработке магнезиальные силикаты могут частично растворяться). Затем удаляют из грунта кальций, для чего в стакан приливают 0,05 н соляной кислоты, перемешивают и сливают прозрачный слой суспензии, пока не прекратится реакция на кальций (реакция с оксалатом аммония при нагревании). Далее отмывают от хлора дистиллированную воду путем сливания прозрачного слоя суспензии декантацией. Если все же в пробе присутствует хлор, отмывание продолжают декантацией на воронках с фильтрами. В случае прохождения частиц через фильтр отмывание прекращают. Содержимое на фильтре и в стакане помещают в пол-литровую бутылку, доливают дистиллированную воду и взбалтывают на шюттель-аппарате в течение двух часов. Взбалтывание можно заменить растиранием суспензии в тестообразном состоянии пестиком с резиновым наконечником.

Некарбонатные грунты сразу же начинают отмывать от кальция 0,05 н соляной кислотой. Породы, засоленные водорастворимыми солями, отмывают от солей многократным сливанием прозрачного слоя суспензии.

Оптический метод [83]. Оптическим методом в прозрачных шлифах изучается качественный минералогический состав алевритовой и песчаной фракций. Состав неглинистых минералов определяется по оптическим свойствам и морфологии зерен минералов. Как показали многочисленные исследования глинистых грунтов, примерно 90...98 % неглинистых включений составляют кварц и полевые шпаты, остальное – кальцит, слюды, карбонаты, глауконит, хлорит, пирит, окислы и гидроокислы железа, очень мало тяжелых минералов из групп пироксенов и амфиболов. Ниже приводится таблица оптических свойств некоторых наиболее распространенных неглинистых минералов в глинистых грунтах (табл. 2.6).

После описания неглинистых включений в шлифах оптическим методом может быть получена общая характеристика основной глинистой массы. В табл. 2.7 приведены оптические свойства отдельных наиболее распространенных глинистых минералов.

Для выделения фракций меньше 0,001 мм пробу, освобожденную от коагулирующих в суспензии соединений, помещают в трехлитровую банку с двумя делениями в верхней части, находящимися на расстоянии 7 см друг от друга. Доливают ее дистиллированной водой до верхней метки и перемешивают мешалкой. Через сутки верхний 7-сантиметровый слой суспензии сливают во вторую банку при помощи сифона. Первую емкость доливают до верхней отметки, перемешивают, оставляют на одни сутки. Так продолжают до полного осветления суспензии. Суспензию из второй банки постепенно выпаривают в фарфоровой чашке на водяной бане. Выпаривать досуха суспензию не рекомендуется, глинистая фракция досушивается на воздухе.

Судить о составе глинистых минералов по результатам оптического изучения можно только при мономинеральном составе глинистой фракции или преобладании в ней какого-то одного минерала. При полиминеральном составе глин оптический метод может быть использован только для расчленения разреза на однородные по минералогическому составу слои и отдельные характерные для каждого слоя образцы для детальной характеристики минералогического состава глинистой фракции в агрегатах ориентированных частиц. Преимущество этого метода перед методом шлифов в том, что в его основе лежит способность глинистых частиц в процессе осаждения укладываться параллельно друг другу в силу своего чешуйчатого строения. Несмотря на малую эффективность метода при диагностике глинистых минералов, он весьма прост и незаменим для получения общего представления о грунте.

Таблица 2.6

Оптические свойства неглинистых минералов, распространенных в глинах [83]

Минерал	Химическая формула	Сингония	Показатели преломления		Показатель двупреломления $N_g - N_p$	Спайность	
			N_p	N_g			
Кварц низкотемпературный	SiO_2	Тригональная	1,544	1,533	0,009	Практически не видна	
Полевые шпаты плаггиоклазы	$(100 - n)\text{Na}[\text{AlSi}_3\text{O}_7]$ $n\text{Ca}[\text{Al}_2\text{Si}_2\text{O}_5]$	Триклинная	1,525...1,575	1,536...1,588	0,011...0,019	Совершенная по 001 и 010	
Ортоклазы	$k[\text{AlSi}_3\text{O}_6]$	Моноклиная			0,007	– « –	
Мокроклин	$k[\text{AlSi}_3\text{O}_6]$	Триклинная			0,007		
Карбонаты	кальцит	CaCO_3	Тригональная	1,486	1,658	0,172	Совершенная по ромбоздру
	доломит	$\text{CaMg}(\text{CO}_3)_2$	– « –	1,500	1,681	0,181	– « –
	сидерит	FeCO_3	– « –	1,633	1,875	0,242	– « –
Глаукоцит	$\text{K}_{11}(\text{Fe}, \text{Fe}, \text{Al}, \text{Mg})_{2-3}[\text{Si}_3(\text{Si}, \text{Al})\text{O}]\text{OH}]n\text{H}_2\text{O}$	Моноклиная	1,590...1,612	1,610...1,644	0,02...0,032	Устанавливается редко	
Хлорит	$(\text{Mg}, \text{Fe})_{6-p}(\text{Al}, \text{Fe})_{2p}\text{Si}_{4-p}\text{O}_{10}[\text{OH}]_3$	Моноклиная	1,57...1,64	1,575...1,645	0,003...0,007	Весьма совершенная	
Пирит	FeS_2	Кубическая	Непрозрачный				
Оксиды и гидроксиды железа		Гексагональная	Обычно непрозрачные				
Гематит	Fe_2O_3		2,94...2,752	3,22...2,988	0,28...0,245	По-видимому, отсутствует	
Гетит	$\text{Fe}_2\text{O}_3\text{H}_2\text{O}$	Ромбическая	2,303...2,185	2,447...2,304	0,119...0,144	Совершенная по 010	
Магнетит	Fe_3O_4	Кубическая		Непрозрачный		Отсутствует	
Гипс	$\text{CaSO}_4\cdot 2\text{H}_2\text{O}$	Моноклиная	1,520	1,529	0,009	Хорошая по 010 и 100	
Слюды	Мусковит	$\text{KAl}_2[\text{AlSi}_3\text{O}_{10}][\text{OH}]_2$	Моноклиная	1,552...1,572	1,588...1,615	0,036... 0,043	Весьма совершенная по 001, несовершенная по 110 и 010
	Биотит	$\text{K}(\text{Mg}, \text{Fe})_3[\text{Si}_3\text{AlO}_{10}][\text{OH}, \text{F}]_2$	Моноклиная	1,56...1,60	1,60...1,66	0,04...0,06	– « –

Иммерсионный метод [96]. Для применения *иммерсионного метода* при изучении минералогического состава отдельных фракций грунтов необходим поляризационный микроскоп и набор жидкостей с известными показателями преломления.

Для проведения анализа ориентированных агрегатов в посуду, в которой выпаривается выделенная методом отмучивания глинистая фракция, помещают 1–2 предметных стекла, на которые оседают тонким слоем глинистые частицы. С высушенной глинистой массы, покрывающей дно фарфоровой чашки, срезают лезвием бритвы тонкую стружку, которую наносят на 6–8 предметных стекол вместе с каплей иммерсионной жидкости. Жидкости подбирают так, чтобы одна из них имела показатель преломления больше, а другая – меньше, чем у исследуемого минерала. Предметные стекла изучают под микроскопом. В иммерсионных жидкостях определяются показатели преломления и двупреломления. По табл. 2.7 оценивают преобладающие в глинистой фракции минералы. Полученные таким образом оптические показатели усреднены и могут несколько отличаться от показателей, полученных непосредственно для отдельных чистых глинистых минералов, так как агрегаты, как правило, состоят из полиминеральных разностей. Кроме того, определение оптических показателей затрудняют такие примеси, как окислы железа и органические вещества, постоянно сопутствующие глинистым минералам.

Оптические свойства глинистых минералов [96]

Минералы	Химическая формула	Показатели преломления		Показатели двупреломления $N_g - N_p$	Характерные особенности
		N_p	N_g		
Каолинит	$Al_2Si_4O_{10}(OH)_6Al_2O_3 \cdot 2SiO_2 \cdot 2H_2O$	1,553...1,563	1,360...1,570	0,006	Белый, жирный на ощупь. Низкое двупреломление. В шлифе часто видны агрегаты в виде пачек
Гидрослюда (иллит)	$K_2Al_4Si_6Al_2O_{20}(OH)_4$	1,545...1,63	1,57...1,67	0,022...0,055	В шлифе видны сравнительно крупные пачки со светлыми пестрыми интерференционными цветами. Наблюдается плеохроизм
Монтмориллонит	$Al_4(Si_4O_{10})_2[OH]_4H_2O$	1,480...1,590	1,515...1,630	0,025...0,040	В шлифах видны сравнительно крупные в виде мазков агрегаты с высоким двупреломлением (интерференционная окраска второго и третьего порядка)
Глауконит		1,545...1,63	1,57...1,66	0,022... 0,030	Характерный зеленый цвет
Хлорит	$10(Mg,Fe)O_2Al_2O_3 \cdot 8H_2O$	1,57...1,64	1,575...1,545	0,003...0,007	В шлифе при параллельных николях – зеленоватый, в скрещенных – низкая интерференционная окраска в светлосерых тонах; плеохроичен
Вермикулит	$Mg_3(Al,Si)_4O_{10}(OH)_2Mg_{0,050} \cdot 4,5H_2O$	1,525...1,36	1,545...1,583	0,020...0,030	В шлифах зеленовато-коричневый, плеохроичен
Пальгорскит	$H_{16}Mg_2Al_2Si_7O_{26}$	1,527...1,550	1,500...1,513	0,015...0,030	Спутанно-волоконистый

Количественно минералогический состав неглинистых минералов определяется в иммерсионных жидкостях для фракции 0,25...0,1; 0,1...0,05; 0,05...0,01 мм после разделения их по удельному весу на легкую и тяжелую. При изучении легкой фракции применяются иммерсионные жидкости с показателем преломления 1,540...1,542, а при изучении тяжелой фракции, кроме основной жидкости, приходится пользоваться жидкостью с показателем преломления 1,700.

Изучение образцов в иммерсионных жидкостях позволяет определить кроме количественного состава фракций форму отдельных зерен и характер их поверхности. Как правило, в жидкостях просматривается 500–700 зерен. Количественное содержание каждого минерала определяется по отношению числа зерен этого минерала к общему числу изученных зерен этой фракции.

Метод определения минералогического состава глинистых грунтов с помощью органических красителей [76, 96]. Метод применяется для выделения глинистых минералов трех основных групп: гидрослюдистых, каолинитовых и монтмориллонитовых, химический состав и свойства которых приведены в табл. 2.8. Метод разработан Н.Е. Веденеевой, М.Ф. Викуловой и М.А. Ратеевым. Окрашиванию подвергают глинистые грунты светлых оттенков. Темно-серые и черные глины, богатые органическими веществами, и красно-бурые, содержащие окислы железа, подлежат окрашиванию после удаления из них примесей.

Химический состав и некоторые свойства глин [96]

Показатели	Глины		
	монтморилло-нитовые	гидро-слоистые	каолининовые
Химический состав фракции <0,001 мм, %: SiO ₂	59,3...65,0	49,8...51,4	43,9...45,1
Al ₂ O ₃	17,0...24,8	21,0...22,6	37,25...38,3
CaO	0,74...2,14	0,28...1,53	0,28...0,56
MgO	3,53...5,41	3,07...4,24	0,15...0,42
Fe ₂ O ₃ (FeO)	2,26...3,39 (0,21...0,33)	4,90...8,15 (0,76...2,96)	1,05...2,11 –
K ₂ O	0,15...1,54	5,71...6,28	0,16
Na ₂ O	1,53...2,37	0,24...0,64	0,38
SiO ₂ /R ₂ O ₃	4	4	2
pH среды	7...14	6...7	1...6
Гигроскопическая влажность, д. ед.	0,16...0,12	0,08 и меньше	0,04...0,03 и меньше
Максимальная молекулярная влагоемкость, д. ед.	1,50...0,50	0,40...0,12	0,40...0,12
Максимальная гигроскопическая влажность, д. ед.	0,43...0,40	0,15...0,05	0,12...0,05
Способность к катионному обмену, мг-экв. на 100 г сухой глины	100 и более	50 и менее	3...15

Водные растворы красителей рекомендуется готовить следующим образом: метиленовый голубой (МГ) – 10 мг сухого вещества в 1 л дистиллированной воды; бензидин (БН) – 0,5 г сухого вещества в 500 см³ дистиллированной воды; изредка взбалтываемая, отстаивают раствор 2–3 ч, после чего отфильтровывают и полученный концентрат разбавляют вдвое; хризоидин (ХН) – 1 мг сухого вещества в 1 л воды; хлористый калий – насыщенный раствор.

Окрашивание метиленовым голубым производят следующим образом. Кусочек грунта массой 0,5...1,0 г замачивают водой, растирают, переносят в пробирку, заливают водой, взбалтывают и оставляют на сутки. Через сутки, если суспензия не скоагулировалась, верхние 7 см сливают в чистую пробирку. Если суспензия очень густая, ее разбавляют водой. Суспензия по консистенции должна напоминать мутную воду. Если суспензия через сутки скоагулировалась и над осадком образовался слой чистой воды, его сливают, пробирку вновь доливают водой, взбалтывают и оставляют на сутки. Так продолжают до тех пор, пока суспензия не станет устойчивой.

Сильнозасоленные грунты перед окрашиванием предварительно промывают водой, а в случае присутствия карбонатов – двухпроцентной соляной кислотой при комнатной температуре в течение 34 ч с последующей отмывкой хлора.

В чистую пробирку наливают 5 мл приготовленной суспензии, добавляют такое же количество МГ и взбалтывают; затем половину этой суспензии отливают в другую пробирку и добавляют две капли насыщенного раствора хлористого калия. Обе пробирки взбалтывают и оставляют на сутки.

Через сутки отмечают цвет раствора в обеих пробирках, его прозрачность, характер (гелевидный, плотный и др.) и цвет осадка. Затем пробирки взбалтывают и наблюдают характер окрашивания всей суспензии в целом. Если в пробирке с МГ суспензия осела полностью, раствор над осадком стал прозрачным, бесцветным, а осадок не окрашен, то прозрачный раствор сливают и добавляют еще 5 мг МГ. Если глины гидрослоистого состава, то краситель добавляют несколько раз.

Если в пробирке с МГ часть суспензии не осела и окрашена, то определяют ее цвет. Затем пробирку взбалтывают и наблюдают цвет всей суспензии. Если он не изменился, то наиболее дисперсная часть содержит тот же минерал, что и осадок в целом. Если цвет изменился, значит тонкодисперсная и более грубодисперсная (в осадке) части суспензии различны по составу.

Цвет окрашенной суспензии определяют визуально на белом фоне при дневном свете по 10-балльной шкале (табл. 2.9), отмечая оттенки, которые могут быть обусловлены примесями других глинистых и неглинистых минералов или растворенных соединений. Важно обращать внимание на яркость и чистоту цвета окрашенных суспензий.

Монтмориллонитовые глины дают с МГ интенсивный чистый фиолетовый, фиолетово-синий или синий цвет, который при добавлении хлористого калия переходит в ярко-голубой, голубовато-зеленый или зеленовато-голубой. Осадок гелевидный.

Гидрослюдистые глины окрашиваются в Ф–С и С цвета, мало изменяющиеся от добавления хлористого калия, или в блеклый светло-фиолетовый цвет. Осадок плотный.

Каолиновые глины окрашиваются в блеклый светло-фиолетовый цвет, который не меняется от добавления хлористого калия. Примесь гидрослюды вызывает изменение окраски от добавления хлористого калия в Ф–С, С или Г цвета. Осадок плотный.

Таблица 2.9

Цветовая шкала для определения глинистых минералов [96]

Номер цвета по шкале	Цвет	Индекс цвета
I	Фиолетовый	Ф
II	Фиолетово-синий	Ф-С
III	Синий	С
IV	Сине-голубой	С-Г
V	Голубой	Г
VI	Голубовато-зеленый	Г-З
VII	Зеленый	З
VIII	Травяно-зеленый	Тр-З
IX	Травяной	Тр
X	Желто-зеленый	Ж-З

Для уточнения диагностики гидрослюд суспензию окрашивают бензидином. Для этого берут в пробирку 2 мл суспензии, приготовленной из исследуемого образца грунта, и добавляют такое же количество бензидина. Пробирку взбалтывают и оставляют на сутки. При этом гидрослюды слабо окрашиваются в грязно-синий цвет, каолиновые глины бензидином не окрашиваются, монтмориллонитовые глины окрашиваются в глубокий синий цвет.

При использовании хризоидина берут две пробирки и в каждую наливают по 1 мл приготовленной суспензии, добавляют по 1 мл раствора ХН. В одну из пробирок добавляют 1–2 капли 5%-й соляной кислоты, чтобы ускорить оседание из суспензии.

Суспензии из монтмориллонитовых глин окрашиваются в кирпично-красный цвет, который может быть ярко-красным при добавке красителя. Добавка капли раствора серной кислоты вызывает коагуляцию, и раствор становится бесцветным. Окраска осадка при этом остаётся неизменной.

Суспензии каолиновых и гидрослюдистых глин окрашиваются ХН в светло-желтый цвет. При оседании осадка из суспензии видно, что часть красителя остается в растворе. Если, слив раствор, заменить его водой, то бледная желтая окраска еще более бледнеет, так как часть красителя десорбируется.

Повторным промыванием можно почти полностью отмыть глину от ХН, чего невозможно добиться при окрашивании монтмориллонитовых глин.

Для установления примеси каолинита рекомендуется применять силикагель. Для этого в пробирку с суспензией, окрашенной МГ, опускают несколько зерен силикагеля. На следующий день эти зерна должны быть окрашены в С цвет.

Результаты окрашивания следует изображать графически в виде кривых: сплошная – для МГ, пунктирная – для МГ + НСІ. Совпадение кривых указывает на наличие смеси глинистых минералов, сильное расхождение – на наличие монтмориллонита.

Для удаления свободных окислов железа, окрашивающих глинистые породы в бурые, красновато-бурые и желтые тона различной интенсивности, следует каолиновые и

монтмориллонитовые глины обрабатывать 3%-м раствором щавелевой кислоты в присутствии металлического алюминия при температуре 40 и 80 °С в течение 20, 40 и 60 мин в зависимости от содержания Fe_2O_3 . Обработку гидрослюдистых глин рекомендуется производить при температуре 40 °С в течение 1 ч. Органическое вещество из глин удаляют раствором перекиси водорода (концентрация 6...16 %) при температуре 24, 40 и 70 °С в течение 90 мин [50].

Рентгеновский метод [83]. Рентгеновская дифракция является физическим методом исследования глинистых минералов и часто используется совместно с другими физическими методами, такими как электронная дифракция, электронная микроскопия, дифференциальный термический и петрографический методы и инфракрасная спектроскопия.

В основе методов рентгеновской идентификации минералов лежит тот факт, что каждое кристаллическое вещество имеет характерную атомную структуру, обуславливающую появление определенной дифракционной картины. Сопоставляя дифракционную картину неизвестного минерала с дифракционной картиной эталона, можно определить этот минерал. Дифракционный метод не требует разрушения вещества и большого количества материала. Его можно использовать для качественного и количественного анализа смесей глинистых минералов.

Для проведения рентгеновского анализа предназначены рентгеновские аппараты: УРС-55, УРС-70-К-1, УРС-60, УРС-50 И, УРС-50ИМ, ДРОН-1 (три последних называются дифрактометрами) и др. В последние годы рентгеновский метод был значительно усовершенствован путем применения счетчиков (гейгеровского, пропорционального, сцинтилляционного), которые в значительной мере вытесняют фотографические методы. При анализе глинистой фракции фотографическим методом образцы готовят в виде цилиндрических столбиков диаметром 0,5...1,0 мм или плоских препаратов из ориентированных и не ориентированных частиц. В дифрактометре используют плоские образцы. Ориентированные препараты можно приготовить различными способами: *осаждением на стеклянную пластинку из суспензии, центрифугированием диспергированной глины, одноосным сжатием глинистой пасты между двумя пластинками под прессом и т. д.* Стеклопластинки с ориентированным слоем глины устанавливаются непосредственно в дифрактометр, или ориентированный слой глины, отделенный в виде тонких полосок лезвием безопасной бритвы, помещается в рентгеновскую камеру.

После получения рентгенограммы производят расчет углов отражений θ , а затем по специальным таблицам определяют межплоскостные расстояния d , необходимые для идентификации минералов. Техника вычисления по рентгенограмме угла θ сравнительно проста, благодаря прямолинейной зависимости между θ и расстоянием между рефlekсами ($k = 90 / 2\pi r$ – постоянная величина для камеры данного радиуса). При этом необходимо учитывать различные погрешности, связанные с техникой эксперимента (за счет ширины линии, поглощения образцом рентгеновских лучей, изменения размера пленки в результате обработки и т. д.).

При дифрактометрическом методе отсчет углов θ производится непосредственно, а оценка интенсивности отражений является количественной. Для диагностики глинистых минералов с помощью рентгеновского анализа часто вполне достаточно сведений о базальных межплоскостных расстояниях [96].

2.1.4. Определение гранулометрического состава дисперсных грунтов

Одной из наиболее важных характеристик грунта является *гранулометрический состав* – весовое содержание частиц различной крупности, выраженное в процентах по отношению к массе сухой пробы, взятой для анализа. Количественное содержание в грунте твердых водостойких агрегированных частиц того или иного размера называется *микроагрегатным составом*.

Определение гранулометрического состава необходимо для решения целого ряда практических вопросов, важнейшими из которых являются: классификация грунтов по грануло-

метрическому составу; приближенное вычисление водопроницаемости рыхлых несвязных грунтов по эмпирическим формулам; оценка пригодности грунтов для использования их в качестве насыпей для дорог, дамб, земляных плотин; выбор оптимальных отверстий фильтров буровых скважин; расчет обратных фильтров; оценка возможных явлений суффозии в теле фильтрующих плотин и их основаниях, в стенках котлованов, бортах выемок, а также оценка несвязных грунтов – как строительного материала и как заполнителя при изготовлении бетона. От гранулометрического состава зависят такие важные характеристики свойств и состояния грунта, как пластичность, пористость, сопротивление сдвигу, сжимаемость, усадка, разбухание, высота капиллярного поднятия, водопроницаемость и др.

Для определения гранулометрического состава выполняется гранулометрический анализ, который состоит в расчленении грунта на группы с близкими по величине частицами – фракциями. Размер частиц обычно определяют по диаметру и выражают в миллиметрах. В настоящее время разработано много способов гранулометрического анализа грунтов, которые можно объединить в следующие группы: *визуальный способ*, заключающийся в сравнении на глаз или с помощью лупы изучаемого грунта с эталонами, состав которых известен; *ситовой способ* – рассеивание грунта на ситах; *центрифугирование*, основанное на разной скорости осаждения частиц грунта разной крупности центробежной силой, развивающейся при вращении центрифуги; *гидравлические способы (седиментационные)*, основанные на различии в скорости падения в воде частиц разной крупности. Среди способов этой группы различают: методы отмучивания в спокойной воде – *Сабанина, Аттерберга, Вильямса*, а также способы, основанные на последовательном отборе проб из приготовленных суспензий (к ним относится *пипеточный анализ*); способы, заключающиеся в непосредственном взвешивании осадков, последовательно выпадающих из суспензии при ее отстаивании; способы, основанные на учете изменения плотности суспензии (*ареометрический анализ*).

Методы седиментации основаны на *зависимости Джорджа Стокса*, задающей предельную скорость, с которой твердые частицы осаждаются в текучей среде. Для частиц радиуса r (менее 0,1 мм) предельная скорость составляет:

$$v = 2 (\rho_1 - \rho_2)g^2 / 9\mu,$$

где ρ_1 и ρ_2 – величины плотности частицы и среды; g – ускорение свободного падения; μ – динамическая вязкость среды.

Эквивалентный диаметр частиц рассчитывается по уравнению

$$d_i = 0,005531 \sqrt{\frac{\mu H_r}{(\rho_s - 1) t}},$$

где d_i – эквивалентный диаметр частиц (мм); H_r – эффективная глубина ареометра (мм); ρ_s – плотность частиц (т/м³); t – время (с).

Наибольшее распространение в инженерно-геологической практике в России получили ситовой анализ, ареометрический и пипеточный анализ (табл. 2.10). Общие процедуры ситового и ареометрического анализа представлены на рис. 2.17, *а* и *б*.

Перед началом анализа пробы грунта при разделении их на фракции подготавливают:

- для выделения частиц размером более 0,1 мм – растиранием грунта;
- для выделения частиц размером менее 0,1 мм – размачиванием, кипячением в воде с добавлением аммиака и растиранием грунта;
- для грунтов, суспензия которых коагулирует при опробовании на коагуляцию, – растиранием грунта и добавлением пирофосфорнокислого натрия.

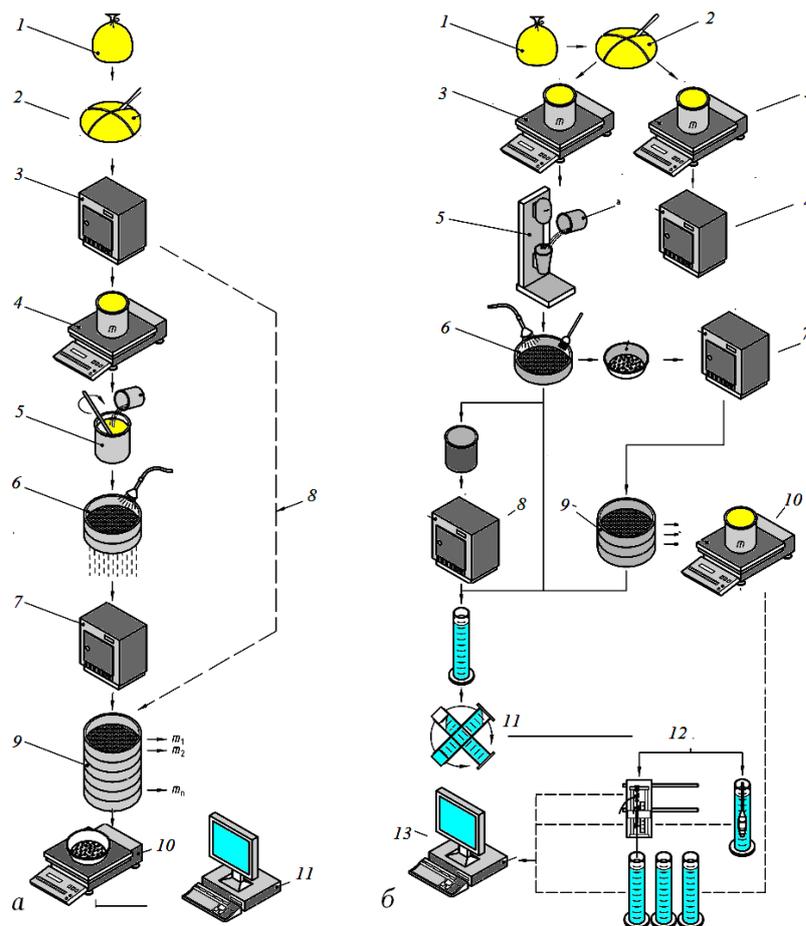


Рис. 2.17. Схемы определения гранулометрического состава грунтов:
 а) ситовой анализ: 1 – образец грунта; 2 – квартование; 3 – сушка; 4 – взвешивание; 5 – растирание;
 6 – просеивание; 7 – сушка; 8 – сухое разделение; 9 – рассев; 10 – взвешивание; 11 – расчеты;
 б) ареометрический анализ: 1 – образец; 2 – квартование; 3 – взвешивание; 4 – сушка; 5 – перемешивание;
 6 – просеивание; 7 – сушка; 8 – сушка; 9 – просеивание; 10 – взвешивание; 11 – взбалтывание;
 12 – седиментация; 13 – расчеты [131]

Таблица 2.10

Методы определения состава грунтов [41]

Наименование грунтов		Состав грунта	Метод определения
Песчаные, при выделе- нии зерен крупностью:	от 10 до 0,5 мм	Гранулометрический	Ситовой без промывки водой
	от 10 до 0,1 мм		Ситовой с промывкой водой
Глинистые		Гранулометрический	Ареометрический
		Гранулометрический и микроагрегатный составы	Пипеточный
Пески и глинистые грунты		Содержание растительных остатков	Выделение сухим или мокрым способом
Содержание гумуса		Оксидометрический после удаления хлоридов	Пески и глинистые грунты, содержащие менее 10 % гумуса
		Сухое сжигание, после удаления карбонатов	Пески и глинистые грунты, содержащие более 10 % гумуса

Для специальных целей, предусмотренных заданием, пробу грунта подготавливают: для определения гранулометрического (зернового) состава глинистого грунта максимальной дисперсией – кипячением в воде с добавлением пиррофосфорнокислого натрия, а для определения микроагрегатного состава глинистого грунта – замачиванием в воде с последующим взбалтыванием на встряхивающем аппарате. Для определения гранулометриче-

ского (зернового) и микроагрегатного состава грунтов следует брать образцы, высушенные до воздушно-сухого состояния и растертые в фарфоровой ступке пестиком с резиновым наконечником.

Для определения гранулометрического и микроагрегатного состава грунтов, содержащих органические вещества, следует брать образцы природной влажности.

При определении гранулометрического (зернового) состава песчаных грунтов ситовым методом с промывкой водой применяют водопроводную или профильтрованную дождевую (речную) воду, а при определении гранулометрического (зернового) или микроагрегатного состава глинистых грунтов – дистиллированную воду.

При определении гранулометрического (зернового) или микроагрегатного состава глинистых грунтов ареометрическим или пипеточным методом цилиндры, в которых производится отстаивание суспензии, должны быть защищены от колебания температуры и не подвергаться сотрясениям.

Взвешивание проб грунта на технических весах должно производиться с погрешностью до 0,01 г, а при весе проб грунта 1000 г и более – с погрешностью до 1 г. Взвешивание на аналитических весах должно производиться с погрешностью до 0,001 г. Результаты вычисления гранулометрического (зернового) и микроагрегатного состава грунтов должны определяться с погрешностью до 0,1 %.

Ситовой метод определения гранулометрического состава [18]. Для определения гранулометрического (зернового) состава песчаных грунтов ситовым методом необходим набор сит с размером отверстий 10; 5; 2; 1; 0,5; 0,25; 0,1 мм с поддоном и грохота (рис. 2.18).



Рис. 2.18. Набор сит и машина для просеивания грунтов [136]

Масса средней пробы должна составлять:

- для грунтов, не содержащих частиц размером более 2 мм, – 100 г;
- для грунтов, содержащих до 10 % по весу частиц размером более 2 мм, – не менее 500 г;
- для грунтов, содержащих от 10 до 30 % частиц размером более 2 мм, – 1000 г;
- для грунтов, содержащих свыше 30 % частиц размером более 2 мм, – не менее 2000 г.

Среднюю пробу для анализа следует отбирать методом квартования. Для этого грунт распределяют тонким слоем по листу плотной бумаги или фанеры, проводят ножом в продольном и поперечном направлениях борозды, разделяя поверхность грунта на квадраты, после чего отбирают понемногу грунт из каждого квадрата.

Разделение грунта на фракции без промывки водой [18]. Среднюю пробу грунта надлежит отобрать в воздушно-сухом состоянии методом квартования и взвесить на технических весах. Взвешенную пробу грунта следует просеять сквозь набор сит с поддоном

ручным или механизированным способом при помощи машины – шейкера (рис. 2.18, б). При просеивании пробы массой более 1000 г следует высыпать грунт в верхнее сито в два приема.

Фракции грунта, задержавшиеся на ситах, высыпают, начиная с верхнего сита, в ступку и дополнительно растирают пестиком с резиновым наконечником, после чего вновь просеивают на этих же ситах. Полноту просеивания фракций грунта проверяют встряхиванием каждого сита над листом бумаги. Если при этом на лист выпадают частицы, то их высыпают на следующее сито; просев продолжают до тех пор, пока на бумагу перестанут выпадать частицы. Фракции грунта, задержавшиеся после просеивания на каждом сите и прошедшие в поддон, следует перенести в заранее взвешенные стаканчики или фарфоровые чашечки и взвесить. Затем необходимо сложить веса всех фракций грунта. Если полученная сумма веса грунта превышает более чем на 1 % вес взятой пробы, то анализ следует повторить. Потерю грунта при просеивании разносят по всем фракциям пропорционально их весу.

Разделение грунта на фракции с промывкой водой [18]. Следует отобрать среднюю пробу грунта, высыпать ее в заранее взвешенную фарфоровую чашку, смочить водой и растереть пестиком с резиновым наконечником. Затем следует залить грунт водой, взмутить суспензию и дать отстояться 10...15 с. Слить воду с неосевшими частицами (взвесить) сквозь сито с отверстиями размером 0,1 мм.

Взмучивание и сливание следует производить до полного осветления воды над осадком, затем смыть оставшиеся на сите частицы при помощи резиновой груши в фарфоровую чашку, а отстоявшуюся воду слить. Промытую пробу грунта необходимо высушить до воздушно-сухого состояния и взвесить чашку с грунтом. Вес частиц грунта размером менее 0,1 мм следует определить по разности между весом средней пробы, взятой для анализа, и весом высушенной пробы грунта после промывки.

Грунт следует просеять сквозь набор сит. Полноту просеивания фракций грунта сквозь каждое сито следует проверять над листом бумаги. Каждую фракцию грунта, задержавшуюся на ситах, следует взвесить отдельно. Потерю грунта при просеивании разносят по фракциям пропорционально их весу.

Содержание в грунте каждой фракции A в % надлежит вычислять по формуле

$$A = 100 m_{\phi} / m_1,$$

где m_{ϕ} – масса данной фракции грунта, г; m_1 – масса средней пробы грунта, взятой для анализа, г.

Результаты анализа регистрируют в журнале, в котором указывают процентное содержание в грунте фракций:

- размером более 10; 10...5; 5...2; 2...1; 1...0,5 и менее 0,5 мм – при разделении грунта без промывки водой;
- размером более 10; 10...5; 5...2; 2...1; 1...0,5; 0,5...0,25; 0,25...0,1 и менее 0,1 мм – при разделении грунта с промывкой водой.

Если сумма веса всех фракций грунта превышает более чем на 1 % вес взятой для анализа пробы, то анализ следует повторить.

Для установления наименования крупнообломочного или песчаного грунта по табл. 2.3 последовательно суммируют проценты содержания частиц исследуемого грунта: сначала крупнее 10 мм, затем крупнее 2 мм, далее крупнее 0,5 мм и т. д. Наименование грунта принимают по первому удовлетворяющему показателю в порядке расположения наименований в табл. 2.3.

Для определения гранулометрического состава крупнообломочных грунтов и гравелистых песков в поле следует осуществлять грохочение и рассев проб по фракциям. Следует также выполнять петрографическую разборку по фракциям гравия и гальки после отсева в полевых условиях крупнообломочных грунтов и определять процентное содержание различных петрографических разновидностей.

Определение гранулометрического состава ареометрическим методом [18] производят путем измерения плотности суспензии ареометром в процессе ее отстаивания. На рис. 2.19 приведено оборудование, применяемое для ареометрического анализа. Методом квартования отбирают среднюю пробу из грунта, прошедшего сквозь сито с размером отверстий 1 мм, в заранее взвешенную фарфоровую чашку и взвешивают ее. Масса средней пробы должна быть:

- для глин – около 20 г;
- углинков – около 30 г;
- супесей – около 40 г.

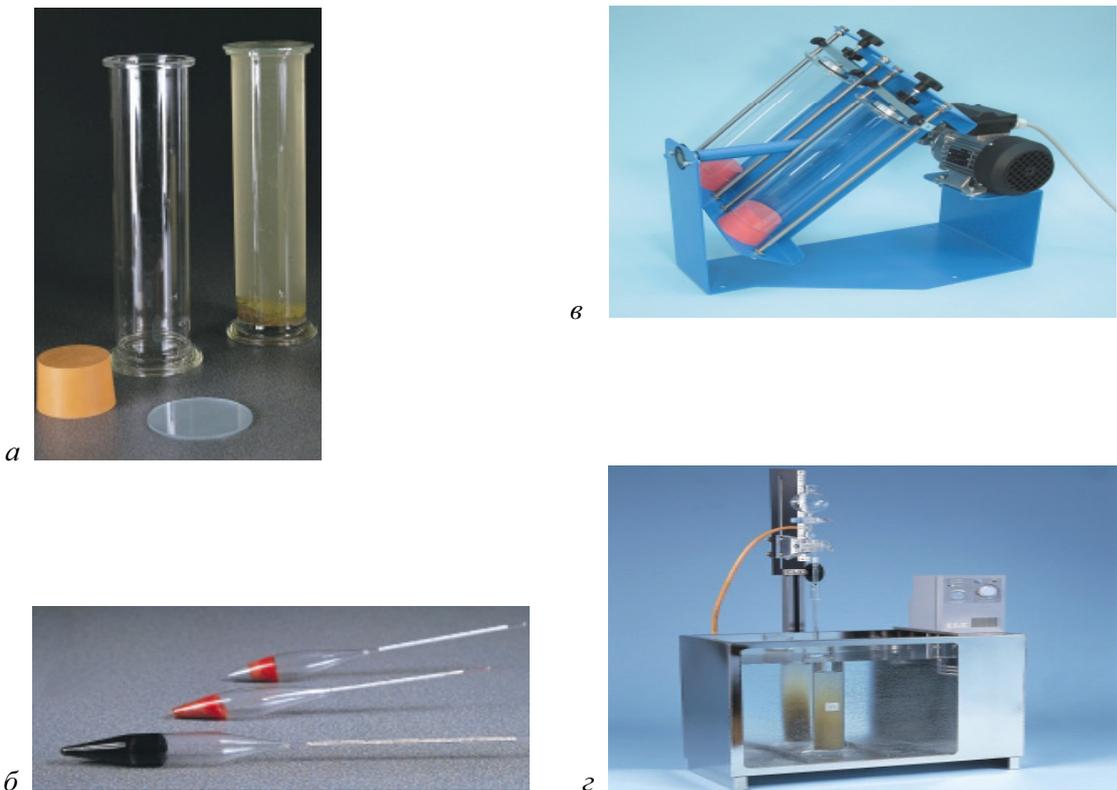


Рис. 2.19. Оборудование для определения гранулометрического состава: а – цилиндры; б – ареометры; в – приборы для взмучивания грунта; г – для определения гранулометрического состава при постоянной температуре [136]

Из грунтов, содержащих органические вещества, следует отбирать пробу грунта с учетом природной влажности, соответственно увеличив величину пробы. Одновременно с взятием средней пробы для определения гранулометрического состава надлежит отобрать пробы грунта массой не менее 15 г каждая для определения гигроскопической или природной влажности.

Производят опробование суспензии грунта на коагуляцию. Отбирают методом квартования пробу грунта весом около 2 г, растирают ее с 4...6 см³ дистиллированной воды в фарфоровой чашке пестиком с резиновым наконечником. Затем доливают в чашку еще 14...16 см³ дистиллированной воды и кипятят суспензию в течение 5...10 мин. Выливают суспензию в пробирку или в мерный цилиндр емкостью 100...150 см³ и доливают дистиллированную воду в таком количестве, чтобы объем суспензии был равен около 100 см³ для глин, 70 см³ – для суглинков и 50 см³ – для супесей. Затем суспензию взбалтывают и оставляют в покое на сутки. Если суспензия за это время коагулирует, выпавший на дно мерного цилиндра осадок должен иметь рыхлую, хлопьевидную структуру, а жидкость под осадком должна быть прозрачная.

При разделении на фракции пробы грунта, суспензия которой не коагулирует, для промывания, смывания осадков и разбавления суспензии должна применяться дистиллированная

вода с добавлением на 1 л 0,5 см³ 25%-го раствора аммиака. Среднюю пробу грунта, суспензия которого при опробовании на коагуляцию не коагулирует, переносят в колбу емкостью 750...1000 см³, смывая остаток пробы в чашке струей воды из промывалки. Доливают в колбу воду, чтобы общее количество ее было десятикратным по отношению к весу средней пробы грунта и выдерживают одни сутки. После суточной выдержки в колбу следует прибавить 1 см³ 25%-го раствора аммиака, закрыть колбу пробкой с обратным холодильником или воронкой диаметром 4...5 см и кипятить суспензию в течение 1 ч (кипячение не должно быть бурным). После этого необходимо охладить суспензию до комнатной температуры.

Суспензию необходимо слить в стеклянный цилиндр емкостью 1 л сквозь сито с размером отверстий 0,1 мм, помещенное в воронку диаметром приблизительно 14 см. Оставшиеся на внутренней поверхности колбы частицы грунта следует тщательно смыть водой из промывалки.

К средней пробе грунта, суспензия которого при опробовании на коагуляцию коагулирует, добавляют воду, взбалтывают и сливают взвесь в стеклянный цилиндр сквозь сито с размером отверстий 0,1 мм, не производя размачивания в течение суток и последующего кипячения.

Задержавшиеся на сите частицы и агрегаты грунта необходимо смыть струей воды в фарфоровую чашку, где их тщательно растереть пестиком с резиновым наконечником или пальцем в тонком резиновом чехле, затем слить образовавшуюся в чашке взвесь в цилиндр сквозь сито с размером отверстий 0,1 мм. Растирание осадка в чашке и сливание взвеси сквозь сито в цилиндр следует продолжать до полного осветления воды над частицами, оставшимися на дне чашки. Частицы грунта, задержавшиеся на сите, надлежит добавить к частицам, оставшимся на дне фарфоровой чашки, перенести их в заранее взвешенный фарфоровый тигель или стеклянный стаканчик, выпарить на песчаной бане, высушить в сушильном шкафу до постоянного веса.

Высушенные до постоянного веса частицы грунта следует просеять сквозь сита с размером отверстий 0,5; 0,25 и 0,1 мм. При анализе грунтов, содержащих органические вещества, частицы следует просеять сквозь набор сит с размером отверстий 10; 5; 2; 1; 0,5; 0,25; 0,1 мм. Фракции грунта, задержавшиеся на ситах, следует взвесить. Частицы грунта, прошедшие сквозь сито с размером отверстий 0,1 мм, следует перенести в цилиндр с суспензией. Суспензию в мерном цилиндре необходимо довести до объема 1 л. Если суспензия грунта коагулирует, перед доливанием воды в цилиндр в него добавляют 25 см³ 4%-го или 6,7%-го пиррофосфорнокислого натрия: 4%-го – из расчета на безводный пиррофосфорнокислый натрий (Na₄P₂O₇); 6,7%-го – из расчета на водный пиррофосфорнокислый натрий (Na₄P₂O₇ · 10H₂O). Суспензию следует взболтать мешалкой в течение 1 мин до полного взмучивания осадка со дна цилиндра, не допуская выплескивания суспензии, и отметить по секундомеру время окончания взбалтывания.

Определить по табл. 2.11 время взятия отсчета по ареометру после окончания взбалтывания суспензии. Затем за 10...12 с до замера плотности суспензии следует осторожно опустить в нее ареометр, который должен свободно плавать, не касаясь стенок цилиндра, и взять отсчет по ареометру *R*. Продолжительность взятия отсчета по ареометру должна быть 5...7 с.

Таблица 2.11

Время взятия отсчета по ареометру

Диаметр фракций зерен грунта, мм	Время от конца взбалтывания суспензии до замера ее плотности
Менее 0,05	1 мин
Менее 0,01	30 мин
Менее 0,005	3 ч

Контроль за температурой суспензии необходимо осуществлять замером температуры с погрешностью до 0,5 °С в течение первых 5 мин (до начала опыта) и затем после каждого замера плотности суспензии ареометром. При температуре, отличающейся от плюс 20 °С, к отсчетам по ареометру следует внести температурную поправку [18].

Процентное содержание фракций грунта A размером более 10; 10...5; 5...2; 2...1 мм следует вычислить по формуле

$$A = \frac{m_f}{m_0} \cdot 100,$$

где m_f – масса данной фракции грунта, г; m_0 – масса средней пробы грунта, взятой для анализа, г.

Массу средней пробы грунта m_0 надлежит вычислить по формуле с учетом поправки на гигроскопическую влажность – при анализе воздушно-сухих образцов или на природную влажность – при анализе влажных образцов:

$$m_0 = \frac{m_1}{1 + 0,01w},$$

где m_1 – вес средней пробы грунта в воздушно-сухом состоянии (или природной влажности), г; w – гигроскопическая (или природная) влажность, % .

Процентное содержание фракций грунта L размером более 0,5; 0,25 мм и 0,1 мм следует вычислять по формуле

$$L = \frac{m_1}{m_0} (100 - R),$$

где m_1 – вес данной фракции грунта, высушенной до постоянного веса, г; m_0 – вес средней пробы грунта с поправкой на гигроскопическую (или природную) влажность (взятой для ареометра) г; R – суммарное содержание фракции грунта размером более 1,0 мм, %.

По данным каждого замера ареометром надлежит вычислить суммарное содержание фракций грунта L_c (в %) по формуле

$$L_c = \frac{\rho R_{\Pi}}{\rho - \rho_w m_0} (100 - R),$$

где L_c – суммарное содержание всех фракций грунта менее данного диаметра, %; ρ – плотность грунта, г/см³; ρ_w – плотность воды, равная 1 г/см³; m_0 – масса абсолютно сухой средней пробы грунта, г; R_{Π} – показания ареометра с поправками; R – суммарное содержание фракции грунта размером более 1,0 мм, %.

Определив суммарное процентное содержание фракций грунта с помощью ареометра, необходимо вычислить процентное содержание каждой фракции грунта последовательными вычитаниями из большей величины меньшей. Фракцию 0,10...0,05 мм находят по разности: из 100 % вычитают сумму всех фракций, определяемых с помощью ареометра и ситовым анализом [18].

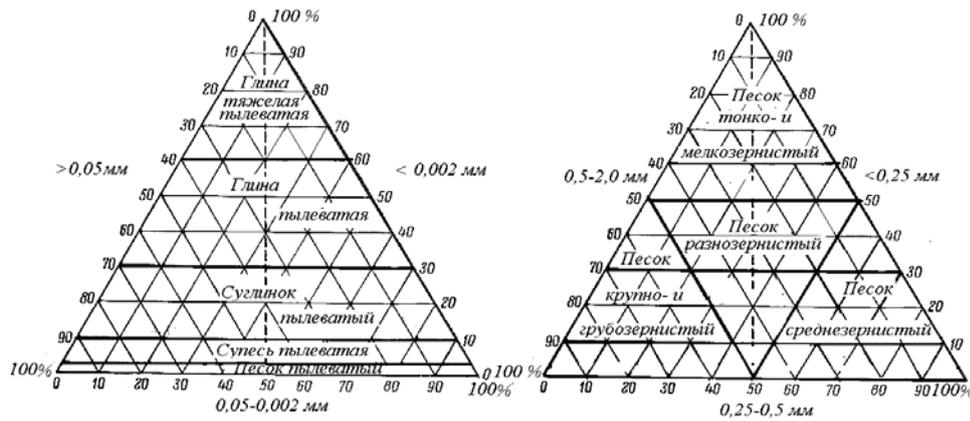
Существует несколько способов для графического изображения гранулометрического состава, из которых чаще всего используется способ *треугольника и интегральной кривой*.

Диаграмма «треугольник Фере» позволяет изображать содержание трех основных фракций, например песчаной, пылеватой и глинистой (табл. 2.12), в сумме дающих 100 %, или 1 д. ед. В треугольнике Фере использовано свойство равностороннего треугольника – сумма перпендикуляров, опущенных из какой-либо точки внутри треугольника на три стороны, равна высоте треугольника. Если разделить стороны и высоту треугольника на 100 частей и откладывать содержание в грунте глинистых, пылеватых и песчаных частиц (в процентах) от разных сторон треугольника, то получим изображение гранулометрического состава грунта в виде точки.

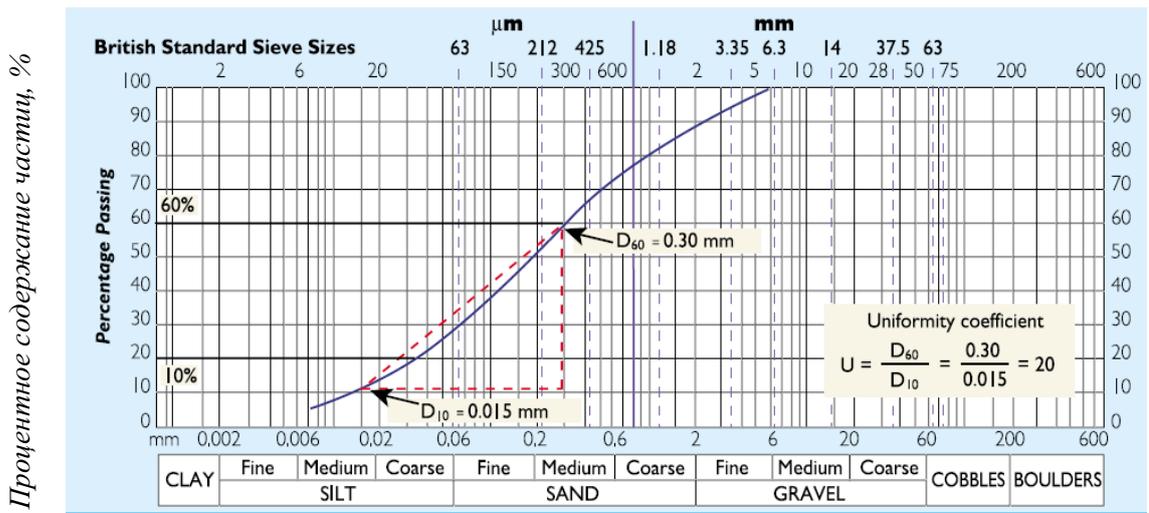
Таблица 2.12

Размер основных фракций дисперсных грунтов [18]

Разновидность грунтов	Фракции	Размер, мм	Разновидность грунтов	Фракции	Размер, мм
Валуны (глыбы)	Крупные	>800	Песчаные частицы	Грубые	1...2
	Средние	400...800		Крупные	0,5...1,0
	Мелкие	200...400		Средние	0,25...0,5
Галька (щебень)	Крупные	100...200		Мелкие	0,10...0,25
	Средние	60...100	Тонкие	0,05...0,10	
	Мелкие	10...60	Пылеватые частицы	Крупные	0,01...0,05
Гравий (дресва)	Крупные	4...10		Мелкие	0,002...0,01
	Мелкие	2...4	Глинистые частицы	–	<0,002



а



Процентное содержание частиц, %

б

Диаметр частиц, мм

Размер частиц, мм	800	630	400	300	200	100	76.2	63	60	40	20	19	10	6.3	4.75	4	2
ГОСТ 25100	Валуны, глыбы				Галька, щебень						Гравий, дресва						
	крупные	средние	мелкие		крупные	средние	мелкие							крупные	мелкие		
ISO 14688	Large boulders		Boulders		Cobbles			Coarse gravel		Medium gravel		Fine gravel					
ASTM D 2487	Boulders				Cobbles			Gravel				Sand					
								coarse		fine		coarse					
Размер частиц, мм	0.63	0.5	0.425	0.25	0.2	0.1	0.075	0.063	0.05	0.02		0.0063	0.005	0.002	< 0.002		
ГОСТ 25100	Песок										Пыль			Глина			
	крупный		средней крупности		мелкий		пылеватый										
ISO 14688	Sand						Silt						Clay				
	coarse		medium		fine		coarse		medium		fine						
ASTM D 2487	Sand						Silt						Clay				
	medium			fine													

в

Рис. 2.20. Изображение гранулометрического состава: а) треугольная диаграмма для песков и глинистых грунтов; б) кривая распределения гранулометрического состава грунта [136]: в верхней части графика даны размеры ячеек сит (согласно BS), в нижней части – шкала с наименованиями грунтов; в) сопоставление размеров гранулометрических фракций, определяемых по стандартам ГОСТ 25100, ISO 14688 и ASTM D 2487, ISO 14688-2:2004 Geotechnical investigation and testing – Identification and classification of soil – Part 2: Classification principles and quantification of descriptive characteristics) и ASTM D 2487-2000 Standard Test Method for Classification of Soils for Engineering Purposes

Интегральная кривая – это график, отражающий суммарное содержание фракций мельче определенного диаметра (рис. 2.20). Для построения кривой по оси абсцисс откладываются логарифмы диаметров частиц, а по оси ординат – *процентное содержание частиц, меньших данного диаметра сит*. В начале координат ставим число 0,001, а затем, принимая $\lg 10 = 1$, откладываем вправо четыре отрезка длиной по 5 см, ставя против них последовательно отметки 0,01; 0,1; 1; 10. Расстояние между каждыми двумя метками делят на 9 частей пропорционально логарифмам чисел 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9. По оси ординат отмечают суммарное содержание фракций в процентах в нарастающем порядке от наименьшего диаметра к наибольшему. Разность ординат двух точек кривой однородности показывает, чему равно процентное содержание в грунте частиц, диаметры которых находятся в пределах промежутка, соответствующего разности абсцисс этих двух точек. Аналогичная кривая, построенная по требованиям стандарта Великобритании (BS), приведена на рис. 2.20. По шкале в нижней части графика определяется название грунта, и нужно отметить, что классификация по фракциям, согласно BS, отличается от классификации, принятой в России (табл. 2.12).

Для характеристики неоднородности крупнообломочного или песчаного грунта применяется показатель неоднородности гранулометрического состава (*коэффициент неоднородности, степень неоднородности* или *коэффициент однородности – uniformity coefficient*) [34], который определяется по формуле

$$C_u = d_{60} / d_{10},$$

где d_{60} – диаметр частиц, меньше которого в грунте содержится (по массе) 60 % частиц (иногда этот диаметр называют контролирующим); d_{10} – диаметр частиц, меньше которого в грунте содержится 10 % частиц (эффективный диаметр). По степени неоднородности гранулометрического состава C_u крупнообломочные грунты и пески подразделяют на однородные и неоднородные (п. 1, табл. 2.3 [34]). Чем больше степень неоднородности, тем неоднороднее грунт, при степени неоднородности, близкой к 1, грунт идеально однороден. Чем более крутыми получаются кумулятивные кривые, тем более однороден грунт.

Технология определения гранулометрического состава тонкодисперсных грунтов в России и за рубежом практически одинакова, различия заключаются в размерах ячеек применяемых сит и интерпретации получаемых результатов. Для классификации крупнообломочных, крупнозернистых и песчаных грунтов по стандартам ASTM D 2487 проводится расчет содержания фракций по граничным размерам частиц: 300; 76,2; 19; 4,75; 0,425 и 0,075 мм; для классификации по стандартам ISO 14688 – 630; 200; 63; 20; 6,3; 0,63; 0,2 и 0,063 мм. Для перевода результатов анализов, выполненных по зарубежным стандартам, в ГОСТ 25100 проводится расчет содержания фракций по граничным размерам частиц: 800; 400; 200; 100; 60; 40; 20; 10; 4; 0,5; 0,25; 0,1 и 0,05 мм. Для расчета

степени фракционированности и коэффициента кривизны ($C_c = \frac{d_{30}^2}{d_{60} \cdot d_{10}}$) определяются параметры d_{60} , d_{30} и d_{10} .

Построение кумулятивной кривой по данным лабораторных исследований, проводимых по разным стандартам, может быть весьма неточным для одних и тех же грунтов. Для устранения различий в интерпретации результатов, связанных с размерами ячеек применяемых сит в зарубежных нормативных документах, технологиями подготовки проб, продолжительностью осаждения глинистых частиц, для приблизительной оценки рекомендуется проводить интерполяцию в логарифмическом (полулогарифмическом) масштабе, подобно процедуре, описанной в стандарте ASTM для определения d_{60} , d_{30} и d_{10} . При преобразовании данных рекомендуется не использовать все значения, а интерполировать граничные значения, используемые для определения номенклатуры грунта. Например, при переводе из ГОСТ в ASTM необходимый критерий 0,075 мм рассчитывается путем интерполяции по данным содержания частиц >0,05 мм, 0,05...0,10, <0,10 мм [113].

2.2. Органическая компонента грунтов

2.2.1. Распространение, состав и свойства органического вещества в грунтах

В грунтах органическое вещество в твердом состоянии представляет собой остатки растительного (или животного) происхождения, которые со временем претерпевают различные стадии разложения, физико-химического преобразования и минерализации. Грунты, содержащие органическое вещество, называются *органическими и органо-минеральными*. К органо-минеральным грунтам следует относить *ил, сапропель, заторфованный грунт*, к органическим грунтам – *торф и сапропель* [34]. Наряду с природным происхождением органическое вещество в грунтах может накапливаться искусственным путем в результате разнообразной хозяйственной деятельности человека.

Органические и органо-минеральные грунты имеют широкое распространение в морских и континентальных отложениях. Они относятся к дисперсным грунтам [34] и не выделяются в отдельный класс, *хотя вполне этого заслуживают*, так как обладают специфическими свойствами, резко отличающими их от других грунтов, такими как:

- высокая пористость и влажность;
- малая прочность и большая сжимаемость с длительной консолидацией при уплотнении; высокая гидрофильность и низкая водоотдача;
- существенное изменение деформационных, прочностных и фильтрационных свойств при нарушении их естественного сложения, а также под воздействием динамических и статических нагрузок;
- анизотропия прочностных, деформационных и фильтрационных характеристик; склонность к разжижению и тиксотропному разупрочнению при динамических воздействиях;
- наличие ярко выраженных реологических свойств;
- проявление усадки с образованием усадочных трещин в процессе осушения;
- разложение растительных остатков в зоне аэрации;
- наличие природного газа (метана); повышенная агрессивность к бетонам и коррозионная активность к металлическим конструкциям [111].

Эти особенности позволяют считать рассматриваемые грунты малопригодными для возведения различных сооружений, но их широкое распространение не позволяет полностью отказаться от строительства.

По распространенности в грунтах органическое вещество можно разделить на три группы: *рассеянное, локально и регионально распространенное* [50].

Рассеянное органическое вещество содержится в грунтах в виде тонких фракций, поверхностных «пленок» или «рубашек» вокруг частиц и в целом более или менее равномерно распределено во всей толще грунта. Наиболее богаты рассеянным органическим веществом грунты платформенных фаций и фаций, завершающих развитие предгорных прогибов, отложений мелководных заливов, лагун, лиманов, стариц, болот, озер и др.

Локально распространенное органическое вещество приурочено к определенным фациям (старичным, болотным и др.) и образует локальные скопления органики в грунтах. Его характерные примеры – пласты углей и торфов в четвертичных отложениях, сапропели, черноземные почвы, гумусный горизонт и техногенные грунты.

Регионально распространенное органическое вещество приурочено к регионам, в пределах которых в определенную геологическую эпоху происходило интенсивное формирование и захоронение живого вещества. Характерным примером являются мощные залежи торфа в болотных массивах. В России на долю болот приходится 10 % территории страны (рис. 2.21); средняя заболоченность тундровой зоны по данным разных авторов – 50...70 %, таежной зоны – около 30 %. Наиболее заболочены Западная Сибирь, районы севера и северо-запада европейской части, Дальний Восток и Камчатка. Наиболее крупные

болотные массивы – болота Васюганья и Сургутского Полесья, занимающие территории около 350 тыс. км², где мощность торфяников может достигать 15...18 м.

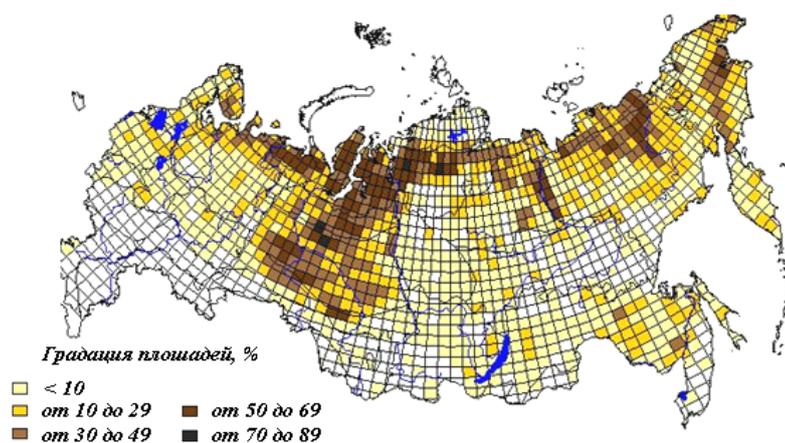


Рис. 2.21. Болота Российской Федерации с глубиной торфа более 30 см в % от площади территории [123]

организмов, разлагающих сложные органические соединения, состоящие из С, О, Н и их производных (включая изо- и гетероциклические соединения) до простых минеральных соединений (СО₂, Н₂О, NH₄, и др.) и органических веществ гумусового типа. В результате многочисленных реакций в грунтах накапливаются только наиболее устойчивые соединения.

В состав гуминовых веществ входят четыре группы органических соединений: *гуминовые кислоты* (ГК), *фульвокислоты* (ФК), *гиматомелановые кислоты* (ГМК), *гуминовые угли* (ГУ).

Гуминовые кислоты растворимы в щелочных растворах и входят в состав органической массы торфа (до 60 %), бурых углей (20...40 %), почв (до 10 %).

Фульвокислоты, растворимые в воде, кислотах и щелочах, отличаются резко пониженным содержанием углерода (до 40 % по массе) и более высоким содержанием кислорода, они более окислены, чем другие гуминовые вещества.

Гиматомелановые кислоты извлекаются из сырого остатка (геля) гуминовых кислот кислотиловым спиртом.

Гуминовые угли (гумин) – практически нерастворимое органическое вещество.

Содержание различных химических элементов в этих веществах хорошо изучено. Количество углерода в массовых долях колеблется от 40 до 60 % (в зависимости от происхождения и источника гуминового вещества), азота 3...5 %, водорода обычно содержится 3...6 %, кислорода – 33...37 %, серы – до 0,7...1,2 % и фосфора – до 0,5 %, всегда есть разные металлы.

Любые гуминовые вещества содержат большой набор функциональных групп: карбоксильные группы (–СООН), фенольные (–ОН), хинонные (=С=О) и аминогруппы (–NH) (рис. 2.22). Количество их велико, распределены они неравномерно по молекулам различного размера, и даже молекулы одного размера могут различаться по содержанию функциональных групп. Более того, молекулы гуминовых веществ различаются по количеству входящих в их состав остатков аминокислот (всего их 17–20), углеводов остатков и характеру их расположения.

Превращение органических остатков в гуминовые вещества получило название процесса *гумификации* (от лат. *humus* – земля, почва). *Гуминовые вещества* были впервые выделены из торфа в 1786 г. немецким физиком и химиком Францем Ахардом. Гумификация идет с участием живых организмов и путем химических реакций окисления, восстановления, гидролиза, конденсации и др. Растительные и животные остатки претерпевают наибольшие превращения под действием микроор-

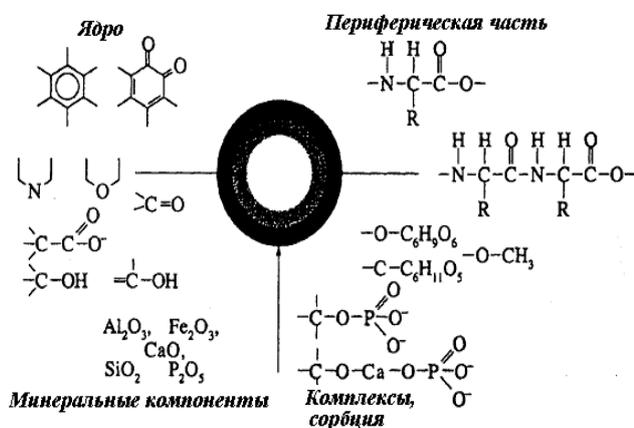


Рис. 2.22. Блок-схема гуминовой кислоты по Мистерски и Логинову [50]

Состав органического вещества природного или искусственного происхождения резко различен. Если состав природного органического вещества обусловлен длительными процессами преобразования первичных органических компонентов в гуминовые соединения, то состав техногенного органического вещества чрезвычайно разнообразен и определяется особенностями хозяйственной деятельности человека на данной территории, а также составом «первичной» органики, поступающей в грунт тем или иным путем [50].

2.2.2. Классификационные показатели грунтов, содержащих органическую компоненту

При проведении инженерно-геологических изысканий для классификации по разновидностям (табл. 2.16) *органо-минеральных (зоторфованных грунтов, илов и сапропелей) и органических грунтов (торфов и сапропелей)* следует устанавливать содержание органического вещества I_r . Классификация органо-минеральных грунтов проводится так же, как и для минеральных связных (глинистых) грунтов (табл. 2.3 и 2.16). Для торфов необходимо дополнительно определять степень разложения органического вещества D_{pd} , а также рекомендуется находить зольность D_{as} [15], ботанический состав для определения D_{pd} [48] (табл. 2.18) и коэффициент консолидации c_v .

При проведении изысканий следует отдавать предпочтение полевым методам исследования грунтов в массиве, учитывая специфические свойства органо-минеральных и органических грунтов, особые условия их залегания и трудности отбора образцов без нарушения природного сложения. Необходимо особое внимание уделять исследованиям содержания в грунтах органических веществ, определению профиля минерального дна и свойств слагающих его грунтов.

2.2.2.1. Классификационные показатели органо-минеральных грунтов и их определение

Ил – водонасыщенный современный осадок, преимущественно морских акваторий в начальной стадии своего формирования, содержащий органическое вещество в виде растительных остатков и гумуса, состоящий в основном из пылеватых и глинистых частиц с примесью песчаных зерен. Илами называются грунты, отложенные на этапе седиментации и претерпевшие самые ранние диагенетические-постгенетические изменения. Они занимают первое место в ряду преобразования глинистых осадков в глины: илы – слабоуплотненные глины – уплотненные глины.

Илы формируются в пресноводных и соленых озерах, в акваториях морей и океанов, на шельфе, на континентальном склоне и в глубоководных впадинах. Морские илы имеют наибольшее распространение в условиях континентального шельфа (палеодолины, заливы, эстуарии, конуса выноса рек), в прибрежной части Черного, Азовского и Каспийского морей и в приморских районах Дальнего Востока.

Основными компонентами илов являются: терригенный материал, различный по дисперсности и минералогическому составу, органическое вещество и вода. Содержание органических веществ в илах, как правило, менее 10 %. В состав органического вещества илов входят скелетные образования и продукты жизнедеятельности организмов, обитавших на дне моря (бентос) и находящихся во взвешенном состоянии (фито- и зоопланктон).

Минеральный состав крупной фракции илов разнообразен, они содержат кварц, полевые шпаты, слюду и роговую обманку, состав глинистой фракции полидисперсный. Остатки морских организмов (бентос, фито- и зоопланктон), а также остатки их жизнедеятельности составляют 90 % общего содержания органических веществ. Илы, отложившиеся на дно в периоды с наличием растворенного кислорода в придонном слое воды, имеют светлую окраску, при дефиците кислорода в иле образуются сульфидные соединения, придающие ему черный цвет. С течением времени органические отложения в более глубоких слоях минерализуются вследствие разложения органических веществ, образуются сапропелиты глинистые, кремнеземистые, известковые, переходящие в озерный мел, и железистые.

По гранулометрическому составу с учетом коэффициента пористости среди илов выделяются супесчаные ($e \geq 0,9$), суглинистые ($e \geq 1$) и глинистые илы ($e \geq 1,5$). Микростроение глинистых и суглинистых илов – ячеистое, для супесчаных илов – скелетное. Обычно илы имеют коэффициент пористости 0,9...1,5 д. ед. (величина e возрастает от супесчаных к глинистым разновидностям), влажность 0,7...0,8 д. ед. (до 2,0 у глинистых илов, богатых органическими веществами), содержание частиц мельче 0,01 мм составляет 30...50 % по массе. Плотность твердых частиц – 2,22...2,83 г/см³, плотность естественная – 1,17...2,02 г/см³, плотность скелета от 1,15 до 1,60 г/см³. Консистенция текучая, скрытотекучая, реже текучепластичная или пластичная [111].

При описании донных отложений озер используют преимущественно классификацию осадков Н.М. Страхова, водохранилищ – классификацию осадков М.В. Кленовой (табл. 2.13). Помимо терригенных алевритовых и глинистых илов в классификации Н.М. Страхова выделяются осадки хемогенные: карбонатные, кремнистые и биогенные, обогащенные органическими веществами, если в химическом составе осадков содержится, соответственно, CaCO₃, SiO₂ и органического вещества 10 % и более (сапрпель).

Таблица 2.13

Классификации осадков в водоемах

По М.В. Кленовой		По Н.М. Страхову	
Донные отложения	Количество частиц размером <0,01 мм, %	Тип отложений терригенных осадков	Средний диаметр частиц, мм
Песок	<5	Пески	>0,1
Илистый песок	5...10	Крупноалевритовые илы	0,1...0,05
Песчанистый ил	10...30	Мелкоалевритовые илы	0,05...0,01
Ил	30...50	Глинистые илы	<0,01
Глинистый ил	>50	–	–

Особой разновидностью морских илов являются иольдиевые глины, представленные глинами и суглинками. Верхние слои иольдиевых отложений общей мощностью от 0,3 до 2,0 м имеют сравнительно высокую плотность и прикрывают нижележащую толщу отложений, характеризующихся высокой влажностью (>60 %), малыми значениями объемного веса скелета грунта (<1), резкой потерей несущей способности после разрушения естественной структуры, тиксотропными свойствами.

Учитывая то, что многие илы Мирового океана, согласно критерию Аттерберга, относятся к грунтам текучей консистенции ($w > w_l$), для морских илов консистенция *не может выступать в качестве критерия для выделения инженерно-геологических горизонтов*. Поэтому возникла необходимость доработки существующих классификаций применительно к условиям морского дна, в первую очередь в части более дробного разделения грунтов малой степени литификации [64].

Я.В. Неизвестнов предложил специальную инженерно-геологическую классификацию морских грунтов (табл. 2.14), где разделение связных грунтов с коагуляционными связями проводится по их прочности, выраженной сопротивлением вращательному срезу грунта естественного сложения – недренированной прочностью, c_u . В основу создания инженерно-геологической классификации донных грунтов Мирового океана была положена классификация Ф.П. Саваренского и В.Д. Ломтадзе с учётом классификации Е.М. Сергеева и ГОСТ 25100.

Классификация морских донных грунтов [64]

Классы	Группы	Подгруппы
I. Устойчивые	Ia. Твёрдые скальные (кристаллизационные и прочные цементационные связи)	Весьма высокой прочности ($R_c > 400$ МПа)
		Высокой прочности (R_c от 50 до 400 МПа)
II. Относительно устойчивые	IIa. Относительно твёрдые Полускальные (преимущественно цементационные связи)	Прочные (R_c от 15 до 50 МПа)
		Средней прочности (R_c от 2,5 до 15 МПа)
		Малой прочности (R_c от 0,5 до 2,5 МПа)
	IIб. Рыхлые	Относительно прочные ($\varphi > 30^\circ$) (преимущественно механические связи)
		Относительно слабые ($\varphi < 30^\circ$)
	IIв. Мягкие (преимущественно ближние коагуляционные связи)	Полутвёрдые ($c_u > 50$ кПа)
		Тугопластичные (c_u от 20 до 50 кПа)
		Мягкопластичные (c_u от 10 до 20 кПа)
		Текучепластичные (c_u от 5 до 10 кПа)
	IIг. Слабые (преимущественно дальние коагуляционные связи)	Вязкотекучие (c_u от 1 до 5 кПа)
Жидкотекучие ($c_u < 1$)		
III. Неустойчивые	IIIa. Растворимые и выщелачиваемые	Слаборастворимые (растворимость < 1 г/л)
		Сильнорастворимые (растворимость > 1 г/л)
	IIIб. Мёрзлые льдистые и содержащие кристаллогидраты	Слабопросадочные (относительная просадочность при оттаивании под нагрузкой 0,1 МПа 0,01...0,10)
		Сильнопросадочные (относительная просадочность при оттаивании под нагрузкой 0,1 МПа свыше 0,10)
	IIIв. Обогащённые органическим веществом	Слабообогащенные (с содержанием органического вещества 0,10...0,25)
		Среднеобогащённые (с содержанием органического вещества 0,25...0,50)
		Сильнообогащённые (с содержанием органического вещества свыше 0,50)

Классы выделены по устойчивости грунтов под воздействием нагрузок от сооружений: устойчивые (практически недеформируемые), относительно устойчивые (слабо деформируемые при соответствии нагрузок физико-механическим свойствам) и неустойчивые (подвергающиеся интенсивным деформациям до полного разрушения при изменении условий окружающей среды).

Группы устойчивых и относительно устойчивых грунтов выделены по характеру структурных связей: твёрдые скальные (кристаллизационные и прочные цементационные связи), относительно твёрдые полускальные (преимущественно цементационные структурные связи), рыхлые (преимущественно механические связи), мягкие (преимущественно ближние коагуляционные связи) и слабые (преимущественно дальние коагуляционные связи). Группы класса неустойчивых грунтов выделяются по особенностям их свойств и состава, определяющим причины их неустойчивости: растворимые и выщелачиваемые; мёрзлые, льдистые и содержащие кристаллогидраты; обогащённые органическим веществом. Группа рыхлых пород разбита на две подгруппы исходя из значений угла внутреннего трения в водонасыщенном состоянии.

Подгруппы выделяются по прочности грунтов, определяющей их несущую способность. Все морские илы, глины, суглинки, супеси по этой классификации разделены на две группы и 6 подгрупп. Наименования подгрупп глинистых грунтов даны в соответствии с их разделением по консистенции, исходя из эквивалентных значений удельных сопротивлений пенетрации, предложенных В.Ф. Разорёновым, определенных для образцов с нарушенной структурой. Инженерно-геологические подгруппы подразделяются на генетические типы, а генетические типы – на литологические виды [64].

Для илов необходимо определять карбонатность (содержание карбоната кальция), учитывая широкое развитие карбонатных пород в отложениях озер и южных морей России (Черное и Каспий), а также существенные отличия этих грунтов (по прочностным свойствам

и изменчивости) от пород некарбонатных. В практике зарубежных изысканий карбонатность определяется непосредственно в море и является одним из основных классификационных свойств (ASTM D4373). В связи с отсутствием в российской инженерно-геологической практике соответствующего стандарта рекомендуется выполнять визуальное определение карбонатности грунтов в соответствии с табл. 2.15 [113].

Таблица 2.15

Визуальное определение карбонатности грунтов [113]

Весовое содержание	Реакция с 10%-м раствором HCl	Визуальный результат
0...10 %	В глинах нет пузырьков или слабое пенообразование, в песках реакция ограничена отдельными частицами или проявлениями на поверхности	Почти весь грунт сохраняется нерастворенным
10...50 %	В глинах ясно видимая продолжительная реакция и пенообразование, в песках интенсивная реакция	Большая часть грунта сохраняется нерастворенной
50...90 %	Интенсивная реакция	Только небольшая часть грунта сохраняется нерастворенной
90...100 %	Интенсивная реакция	Грунт почти весь растворяется

Сапропель (от греч. *saprós* – гнилой и *pelós* – ил, грязь) – пресноводный ил, образовавшийся на дне застойных водоемов из продуктов распада растительных и животных организмов и содержащий более 10 % (по массе) органического вещества в виде гумуса и растительных остатков. При $I_r \geq 0,50$ д. ед. сапропель относится к органическим грунтам (табл. 2.16). Название «сапропель» было дано озерному илу в конце прошлого столетия Лаутернборном. Это вещество преимущественно биологического происхождения, образующееся под водой, на дне пресноводных водоемов из остатков планктонных и бентосных организмов, при большой роли бактериальных процессов, происходящих в поверхностных слоях отложений при малом доступе кислорода.

Таблица 2.16

Классификация органо-минеральных и органических грунтов [34]

1. Классификация заторфованных глинистых грунтов и песков по относительному содержанию органического вещества		
Разновидность грунтов	Относительное содержание органического вещества I_r , д. ед.	
	Глинистые грунты	Пески
С примесью торфа	$0,05 < I_r \leq 0,10$	$0,03 \leq I_r \leq 0,10$
Слабозаторфованный	$0,10 < I_r \leq 0,25$	
Сильнозаторфованный	$0,25 < I_r \leq 0,40$	
Среднезаторфованный	$0,40 < I_r \leq 0,50$	
Торф	$I_r > 0,50$	
2. Классификация сапропелей и илов по относительному содержанию органического вещества		
Разновидность сапропелей и илов	Относительное содержание органического вещества I_r , д. ед.	
	Сапропели	Илы
Высокоминеральные	$0,10 < I_r \leq 0,30$	$0,03 < I_r \leq 0,07$
Среднеминеральные	$0,30 < I_r \leq 0,50$	$0,07 < I_r \leq 0,10$
Низкоминеральные	$I_r > 0,50$	$I_r > 0,10$
3. Классификация илов по числу пластичности		
Разновидность грунтов	Число пластичности I_p , %	
Ил супесчаный	$1 \leq I_p < 7$	
Ил суглинистый	$7 \leq I_p < 17$	
Ил глинистый	$I_p \geq 17$	

Сапропели (называемые также гиттиями) – образования промежуточные между торфами, с одной стороны, и озерными илами и мергелями, с другой. Иногда различают «сапропелевый торф», «известковый сапропель», «глинистый сапропель» и т. д. Эти отложения состоят преимущественно из остатков отмершего планктона и представляют собой студенистую, вязкую массу от тугопластичной до текучей консистенции, разнообразно окрашенную – темно-зеленую, оливковую, серую, коричневую и др. Нередко сапропели имеют микрослоистое строение, переслаиваются с песком и илом и содержат включения древесины, водорослей и т. п.

Сапропелевые грунты подразделяют на сапропелиты и собственно сапропели – органические илы. Содержание органических веществ в первых составляет 30...60 %, во вторых – более 60 %. Эти грунты приурочены к стоячим или слабопроточным водоемам, например зарастающим озерам. Образование их происходит в результате накопления и разложения в условиях резко восстановительной среды остатков фито- и зоопланктона, высших растительных и животных организмов, а также седиментации привнесенного тем или иным путем минерального материала: песчано-пылеватых зерен, глинистых частиц, тонкой гелеобразной массы, находившейся до выпадения в осадок в коллоидально-молекулярном состоянии. Сапропели встречаются в нижнем горизонте торфяников, образовавшихся при зарастании озер. Мощность сапропелей 0,5...10,0 м (редко больше).

Сапропели в естественном состоянии – это многокомпонентные полидисперсные системы. Содержание органического вещества в сапропелях составляет 15...95 % массы сухого вещества. Состав его представлен битумоидами, углеводным комплексом (гемичеселлюлозы и целлюлозы), гуминовыми веществами (гуминовыми кислотами, фульвокислотами), негидролизуемым остатком. Основными компонентами органического комплекса сапропелей являются легкогидролизуемые и гуминовые вещества, на которые приходится 60...80 % органического вещества. Содержание гуминовых кислот изменяется от 4...9 до 50...60 % от органического вещества. Суммарное количество водорастворимых и легкогидролизуемых веществ в сапропелеобразователях от органического вещества составляет 30...60 %, в том числе гемичеселлюлозы – 10...27 %, целлюлозы – 9...39 %. В сапропелях выделено 17 аминокислот, из которых преобладают лизин, аргинин, треонин, метионин, фенилаланин, лейцин, аспарагиновая и глутаминовая кислоты, аланин, пролин, цистеин. Аминокислоты сапропелей в значительной степени входят в состав гуминовых кислот, где азот составляет около 7 % [128].

Сапропели имеют коэффициент пористости от 3 до 16 д. ед., как правило, текучую консистенцию, высокую дисперсность – содержание частиц крупнее 0,25 мм обычно не превышает 5 % по массе. Характерной особенностью сапропелей является высокое влагонасыщение в естественном состоянии. Влажность сапропелевых отложений составляет от 100 до 2000...3000 %, плотность твердых частиц изменяется от 1,4 до 2,6 г/см³; плотность скелета – от 0,05 до 0,5 г/см³. Различия объясняются неоднородностью химического состава сапропелей и разным соотношением зольной и органической частей [111].

Основным минералом легкой фракции в сапропели является кварц, часто встречается пирит, глинистая фракция в основном представлена каолинитом. В золе содержатся макроэлементы (кальций, фосфор, сера, калий, кремний и др.), микроэлементы (марганец, медь, кобальт, цинк, бор, молибден, кадмий, никель, фтор, хром, ванадий и другие), их содержание зависит от типовой и видовой принадлежности отложений.

При описании сапропелей следует дополнительно отмечать их *разновидность по составу*: известковистые, кремнеземистые, детритовые. Среди слабоминеральных сапропелей выделяют грубодетритовые (торфянистые и гумусированные) и тонкодетритовые (водорослевые), диатомовые.

При проведении инженерно-геологических изысканий для классификации сапропелей по разновидностям суммарное содержание всех органических веществ в грунте оценивается величиной относительного содержания органического вещества I_r , которое равно отношению массы органического вещества в образце к массе абсолютно сухого грунта и измеряется в долях единицы, или в процентах.

Количество органических веществ I_r в сапропелях является их главным классификационным показателем (табл. 2.16) [34], прямо связанным с проточностью водоема. Для определения I_r надлежит установить раздельно количество растительных остатков и гумуса.

Определение растительных остатков и содержания гумуса [31]. Растительные остатки следует выделить из грунта *сухим или мокрым способом*, после чего определить их количество. Для установления количества гумуса необходимо определить содержание углерода разложившихся органических веществ в грунте – органического углерода. Взятую пробу необходимо поместить на стекло с подложенной под него бумагой для фона. Растительные

остатки следует тщательно отбирать под лупой, раздавливая комочки грунта пинцетом (*сухой способ*). Для ускорения процесса удаления растительных остатков из грунта следует пользоваться незэлектризованной пластинкой из органического стекла, а при больших количествах растительных остатков – применять отмучивание их в водопроводной воде (*мокрый способ*).

Для определения *органического углерода* надлежит применять методы: *оксидометрический и сухого сжигания* [31].

Оксидометрический метод следует применять для определения органического углерода в песчаных и глинистых грунтах, содержащих менее 10 % гумуса, а в грунтах, содержащих хлориды, – после удаления последних. Органическое вещество надлежит окислить двуххромовокислым калием в сильноокислой среде до образования углекислоты, затем оттитровать избыток двуххромовокислого калия раствором соли Мора и определить содержание органического углерода по разности объемов солей Мора, израсходованных на титрование двуххромовокислого калия *в опыте без грунта и в опыте с грунтом*.

Метод сухого сжигания в кислороде следует применять для определения органического углерода в грунтах морского, лиманного, старичного, озерного, болотного происхождения и в грунтах, содержащих более 10 % гумуса, после удаления карбонатов. Окисление углерода бескарбонатной навески грунта следует производить сжиганием этой навески в потоке кислорода при температуре 950...1000 °С до прекращения выделения углекислого газа, учитываемого газообъемным методом, с последующим пересчетом на углерод. Содержание органического углерода в грунте надлежит определять в процентах сухого вещества пробы и пересчитывать на количественное содержание гумуса, применяя коэффициент 1,724.

Почва – это особое природное образование, обладающее некоторыми свойствами, присущими живой и неживой природе. Почва состоит из генетических горизонтов, образующих почвенный профиль и возникающих в результате преобразования растительных остатков и поверхностных слоев литосферы под совместным воздействием воды, воздуха и организмов. Рыхлая толща может иметь мощность от нескольких сантиметров до 1,5...2 метров. Почвы подразделяются на горизонтальные слои или генетические горизонты: гумусово-аккумулятивные, иллювиальные, элювиальные, глеевые, горизонты почв долин, материнская (или почвообразовательная) порода. Сочетание тех или иных горизонтов, их последовательность, морфология дают различные типы почв и характер их строения [60]. В нормативных документах [34] классификация почв не приводится, так как сами почвы попадают под классификацию дисперсных грунтов и при строительстве сооружений верхний дерновый слой обычно удаляется.

Грунт заторфованный – песок и глинистый грунт, содержащий в своем составе в сухой навеске от 10 до 50 % (по массе) торфа. Заторфованные грунты занимают промежуточное положение в ряду: минеральные связные грунты с растительными остатками – заторфованные связные грунты – торф, хотя и включают пески. По относительному содержанию органического вещества I_r заторфованные глинистые грунты и пески подразделяют согласно табл. 2.13.

Корреляция наименований органо-минеральных тонкозернистых грунтов по стандартам ГОСТ 25100, ISO 14688 и ASTM D 2487 проводится по результатам определения содержания органического вещества (по сжиганию) или предела текучести по методу Казагранде (после высушивания при $t = 105$ °С).

2.2.2.2. Классификационные показатели органических грунтов и их определение

Торф – органический грунт, образовавшийся в результате естественного отмирания и неполного разложения болотных растений в условиях повышенной влажности при недостатке кислорода и содержащий 50 % (по массе) и более органических веществ. Он является первым составным элементом генетического ряда твердых топлив (растение, торф, бурый уголь, каменный уголь, антрацит, графит), образующихся под воздействием давлений и температур (рис. 2.23). Торф, образовавшийся в водоемах, подстилается слоем озерных отложений различной мощности; торф, образовавшийся в результате заболачивания вследст-

вие избыточного увлажнения, залегает на минеральном основании различного литологического состава. При перерыве процесса торфонакопления торфяные залежи могут быть перекрыты другими отложениями – в этих случаях торфа называются *погребенными*.

Анализ органической части растений выявил следующий химический состав: 48...50 % углерода, 38...42 % кислорода, 6...6,5 % водорода и 0,5...2,3 % азота, причем у растений-торфообразователей он более или менее постоянен. В процессе фотосинтеза образуются сложные соединения, которые расходуются на построение тела растения и питание. Все эти вещества содержатся в тканях растений в разных соотношениях, А.А. Ниценко приводит следующие данные: клетчатки 15...35 %, гемицеллюлозы 18...30 %, лигнина 10...40 %, воска, смол, жиров до 10 %, нерастворимых белков около 5 %, минеральных веществ (зола) 1,5...20 % [51].

Оболочки клеток растений-торфообразователей состоят из клетчатки, или целлюлозы–углевода, и близкой к ней гемицеллюлозы. С возрастом оболочка клетки пропитывается лигнином, что вызывает процесс одревеснения [74]. В цитоплазме клеток находятся различные включения: крахмальные зерна, капельки эфирных масел и растворенные в них смолы. Цитоплазма имеет щелочную реакцию. В содержимом вакуолей находятся органические кислоты, чем обусловлена его кислая реакция, а также дубильные вещества. Кроме того, в растениях имеются воски (стебли и листья подбела, тростника, клюквы), а также пентозаны (азотсодержащие небелковые вещества) [51].

Влияние этих веществ на механические свойства торфов неоднозначно. *Целлюлоза* (полимер, состоящий из цепи молекул глюкозы) обеспечивает достаточную прочность при деформировании, энергия связей *d*-глюкозидных звеньев 50 ккал/моль, число звеньев в макромолекуле 900–1500, что характеризует высокую реакционную способность. В то же время целлюлоза – наименее устойчивый компонент при биологическом распаде. *Гемицеллюлоза* отличается меньшим весом и лучшей растворимостью в щелочных растворах, относительно короткими макромолекулярными цепями. При разложении растений и при наличии влаги молекулы гемицеллюлозы образуют ассоциаты на поверхностях целлюлозных микрофибрилл и способствуют упрочнению связей между цепями целлюлозы. *Лигнин* – полимер с разветвленными макромолекулами, связанными водородными связями, скрепляет целлюлозные фибриллы и вместе с гемицеллюлозой определяет прочность стволов и стеблей растений. Это безазотистое вещество принадлежит соединениям ароматического ряда; богаче углеродом и беднее кислородом, нежели клетчатка.

Химический состав органической части торфа не одинаков для разных групп. При переходе от моховой группы к травяной и далее к древесной (табл. 2.17) повышается содержание целлюлозы, что оказывает значительное влияние на прочностные и деформационные свойства торфяных грунтов. В *сфагновых мхах* содержится небольшое количество битумов, много легкогидролизуемых и водорастворимых соединений углеводного комплекса. Мхи обладают химическим иммунитетом, что позволяет им сохраняться тысячами годами. Химический состав различных видов мхов сильно отличается друг от друга. *Травяные торфообразователи*, по сравнению со мхами и кустарничками, содержат больше целлюлозы. Это обуславливает их лабильность при гумификации и приводит к образованию торфов с более высокой степенью разложения. *Древесные растения-торфообразователи* отличаются от мхов и трав высоким содержанием целлюлозы (более 50 %) и истинного лигнина (негидролизованного остатка). Содержание битумов в древесине хвойных и некоторых кустарничков достигает 15 %, а у лиственных пород – в десятки раз меньше [74].

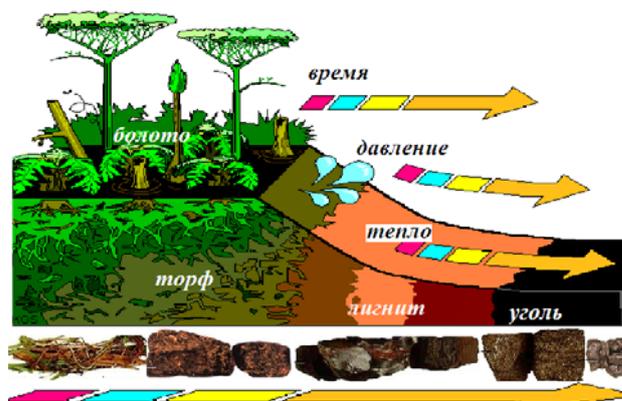


Рис. 2.23. Генетический ряд твердых топлив

В отличие от растений, в состав торфа входит очень важная группа гуминовых веществ, состоящая в основном из *гуминовых и фульвовых кислот*. Гуминовые кислоты – неплавкие темноокрашенные вещества, входящие в состав органической массы торфа (до 60 %), бурых углей (20...40 %), почв (до 10 %); строение их окончательно не установлено. От ГК зависят ионообменные, водные, теплофизические и прочностные свойства. ГК растворимы в щелочных растворах, широко применяются как стимуляторы роста растений, компоненты составов для бурения, органо-минеральных удобрений и др. Фульвокислоты – растворимые в воде, кислоты и щелочах гуминовые вещества, отличающиеся пониженным содержанием углерода (до 40 % по массе) и, соответственно, более высоким содержанием кислорода. Они более окислены, чем другие гуминовые вещества, и придают бурую окраску торфяным водам.

Таблица 2.17

Химический состав веществ растений-торфообразователей [3, 74]

Растения-торфообразователи	Химический состав торфа (в % на органическую массу)			
	Целлюлоза	Гемицеллюлоза	Лигнин	Битумы
Сфагновые мхи	19,0	29,0	10,0	2,0
Шейхцерия	20,0	27,0	18,0	8,3
Пушица	25,0	27,0	26,0	11,7
Осока	28,0	26,0	16,0	2,5
Тростник	37,0	17,0	19,0	–
Кустарнички вересковые	20,0	21,0	28,0	6,4
Лиственная древесина	50,0	Н/д	23,0	2,8
Хвойная древесина	50,3	19,0	19,0	2,6

Плотность твердых частиц торфов изменяется от 1,20 до 1,89 г/см³, у нормальнозольных – до 1,84 г/см³, у заторфованных грунтов – до 2,08 г/см³, естественная плотность обводненных торфов мало отличается и составляет 1,0...1,2 г/см³, плотность скелета торфа – 0,041...0,230 г/см³. Значения коэффициента пористости торфа изменяются от 6,6 до 37,5 д. ед. и более [70].

При проведении инженерно-геологических изысканий для классификации торфов по разновидностям следует устанавливать *степень разложения органического вещества D_{pd} , содержание I_r* [39] и *зольность D_{as}* (табл. 2.18). Кроме обязательных характеристик дополнительно следует определять ботанический состав.

Таблица 2.18

Классификация органических грунтов

1. Классификация торфов по степени разложения [34]			
Разновидность торфов		Степень разложения D_{dp} , % (или д. ед.)	
Слаборазложившийся		$D_{dp} \leq 20$	
Среднеразложившийся		$20 < D_{dp} \leq 45$	
Сильноразложившийся		>45	
2. Классификация торфов по степени зольности			
Разновидность торфов		Степень зольности D_{as} , д. ед. (или %)	
Нормальнозольный		$<0,20$	
Высокозольный		$>0,20$	
3. Классификация торфов по ботаническому составу, типу питания и обводненности торфяного массива			
Тип	Подтип	Группа	Разновидность
Верховой	Лесной	Древесная	Выделяется по виду остатков основных торфообразователей
	Лесотопяной	Древесно-моховая, древесно-травяная	
	Топяной	Травяная, моховая, травяно-моховая	
Низинный	Лесной	Древесная	
	Лесотопяной	Древесно-моховая, древесно-травяная	
	Топяной	Травяная, моховая, травяно-моховая	
Переходный	Лесной	Древесная	
	Лесотопяной	Древесно-моховая, древесно-травяная	
	Топяной	Травяная, моховая, травяно-моховая	

Степень зольности торфа D_{as} , д. ед., – характеристика, выражающаяся отношением массы минеральной части грунта, оставшейся после прокаливания, к массе сухого торфа. В табл. 2.19 приведены значения конституционной зольности (не привнесенной извне) растений-торфообразователей. Зола растений состоит из следующих основных элементов: кремния, кальция, железа, фосфора, калия, магния, в очень незначительном количестве в золе фиксируются микроэлементы (марганец, медь, никель и др.). В органах растений низинных болот доля минеральной части значительно больше, чем в органах растений верховых болот, за исключением березы (табл. 2.19). Соотношения органической и минеральной частей болотных растений различны не только для видов или групп, но и для разных органов одного и того же растения – в листьях доля минеральной части больше, чем в корнях и стеблях.

Определение зольности торфа [15]. Для определения D_{as} навеску (1...2 г сухого торфа) сжигают в муфельной печи, а остаток прокаливают при температуре 800 ± 25 °С до постоянной массы (с допустимой разницей с последующей массой до 0,006 г). При определении зольности разница двух параллельных определений не должна составлять более 2 %.

При использовании навески сухого грунта параллельно с сжиганием торфа определяют влажность и затем пересчитывают массу влажной навески на сухую. По степени зольности торф подразделяют согласно табл. 2.18.

Таблица 2.19

Содержание в растениях-торфообразователях конституционной золы [74]

Вид растения		Содержание в растениях	
		органического вещества, %	золы, %
Низинный торф	Ольха (<i>Alnus glutinosa</i>)	98,29	1,71
	Береза (<i>Betula pubescens</i>)	99,25	0,75
	Тростник (<i>Phragmites communis</i>)	94,60	5,40
	Осока шершавоплодная (<i>Carex lasiocarpa</i>)	96,66	3,34
	Осока своеобразная (<i>C. appropinquata</i>)	91,43	8,57
	Пушица многоколосковая (<i>Eriophorum polystachyon</i>)	95,61	4,39
	Вахта (<i>Menyanthes irifoliata</i>)	95,07	4,93
	Хвощ (<i>Equisetum heleocharis</i>)	82,34	17,66
	<i>Drepanocladus vernicosus</i>	94,79	5,21
	<i>Sphagnum obtusum</i>	94,93	5,07
Верховой торф	Сосна (<i>Pinus silvestris</i>)	98,20	1,80
	Подбел (<i>Andromeda polifolia</i>)	98,05	1,95
	Мирт болотный (<i>Chamaedaphne calyculata</i>)	98,58	1,42
	Багульник (<i>Ledum palustre</i>)	98,92	1,08
	Пушица влагалищная (<i>Eriophorum vaginatum</i>)	97,25	2,75
	Шейхцерия (<i>Scheuchzeria palustris</i>)	97,25	2,75
	<i>Sphagnum magellanicum</i> (<i>Sph. medium</i>)	96,10	3,90
	<i>Sph. fuscum</i>	97,10	2,90
	<i>Sph. angustifolium</i>	96,15	3,85

Содержание минеральной составляющей рассчитывается исходя из предположения, что органическая масса полностью выгорает при прокаливании и что масса теряется только за счет выгорания органического вещества. Потеря при прокаливании обычно относится к содержанию органических веществ в грунте, содержащем малое или нулевое количество глины и карбонатов. Для грунтов с более высоким процентным содержанием глины и/или карбонатов большая часть потери при прокаливании может быть вызвана факторами, не имеющими отношения к содержанию органических веществ.

Температура прокаливания, указанная в [15], составляет 800 ± 25 °С, но в других стандартах рекомендуются температуры до 440 ± 25 °С. При задании температуры прокаливании следует соблюдать осторожность, принимая во внимание следующее:

- некоторые глинистые минералы могут начать распадаться при температурах около 550 °С;
- химически связанная вода может исчезнуть при более низких температурах испытания; например, в некоторых глинистых минералах этот процесс может начаться при 200 °С, а гипс разлагается при температурах примерно от 65 °С;
- сульфиды могут окисляться, а карбонаты разлагаться в пределах температур от 650 °С до 900 °С.

Для большинства случаев следует применять температуру прокаливания, равную 500 °С или 520 °С. Время сушки и прокаливания должны быть достаточными для обеспечения равновесия. Если период прокаливания составляет менее 3-х часов, в отчете должно быть указано, что постоянство массы было подтверждено повторными взвешиваниями.

Степень разложения торфа D_{dp} , д. ед, – характеристика, выражающаяся отношением массы бесструктурной (полностью разложившейся) части, включающей гуминовые кислоты и мелкие частицы негумицированных остатков растений, к общей массе торфа. По степени разложения D_{dp} торфа подразделяют согласно табл. 2.18.

Определение степени разложения торфа [14, 48]. В полевых и лабораторных условиях применяют следующие физические методы: *микроскопический, весовой, глазомерно-макроскопический и центрифугирование, а также определение степени разложения торфа по его ботаническому составу (расчетный метод)*.

Микроскопический метод [48]. От пробы берут для анализа 50...100 см³ торфа, перемешивают, разравнивают его на пластиковом или полиэтиленовом листе слоем 3...5 мм. Из подготовленного слоя пробоотборником или ложкой набирают в 10–12 точках, равномерно расположенных по площади, порцию торфа объемом 0,5 см³ и помещают на предметное стекло. При наличии в торфе карбонатов для их разрушения на отобранную порцию капают пипеткой раствор соляной кислоты с массовой долей 10 %. Если торф вскипает, то обрабатывают всю порцию, помещенную на предметное стекло.

При подготовке пробы торфа с влажностью менее 65 % (влажность – отношение массы воды в грунте к общей массе грунта) часть пробы помещают в фарфоровую чашу (количество торфа берут из расчета, что после набухания торф заполнит чашку на $\frac{2}{3}$ – $\frac{3}{4}$ ее объема) и заливают раствором гидроксида натрия или калия с массовой долей 5 %. Через 24 ч торф тщательно перемешивают, комки разминают, и если он остается комковатым, добавляют еще указанного раствора и перемешивают до получения однородной кашицеобразной массы. При более сухом торфе и для ускорения подготовки пробы его измельчают в ступке. Около 5 см³ торфа помещают в фарфоровую чашу и заливают раствором гидроксида натрия или калия с массовой долей 5 %. Чашу с торфом ставят на электрическую плитку и нагревают в вытяжном шкафу, помешивая стеклянной палочкой до размягчения твердых комков и получения однородной кашицеобразной массы, затем чашу с торфом охлаждают до комнатной температуры.

Порцию торфа для анализа отбирают ложкой. От каждой пробы готовят препарат на трех предметных стеклах. Помещенную на предметное стекло порцию торфа разбавляют водой до состояния текучести, тщательно перемешивают иглами и распределяют по стеклу тонким равномерным по толщине слоем. Препарат должен быть прозрачным настолько, чтобы сквозь него проступала белизна бумаги, подложенной под него на расстоянии 50...100 мм. Сухая зона, отделяющая рабочую зону препарата от края стекла, должна быть шириной около 10 мм. Предметное стекло с приготовленным препаратом кладут на столик микроскопа. Препарат рассматривают при увеличении 56–140^x, следя за тем, чтобы частицы не перемещались по стеклу. На каждом предметном стекле рассматривают путем его перемещения десять полей зрения и определяют в процентах площадь, занятую бесструктурной частью, относительно всей площади, занятой препаратом. По полученным на каждом предметном стекле значениям степени разложения определяют среднее арифметическое из тридцати отсчетов, округляя полученный результат до 5 %. Абсолютное допустимое расхождение между результатами определений, проводимых разными исполнителями по одной пробе, не должно превышать 10 %.

Весовой метод. Навеску 50 г делят на две равные части, одну из которых высушивают в термостате при температуре 105 °С и взвешивают с точностью до второго знака, а вторую отмучивают струей воды на сито с диаметром отверстий 0,25 мм. Отмучивание продолжают до тех пор, пока из сита не будет вытекать прозрачная вода. Оставшиеся на

сите промытые растительные частицы высушивают в термостате до сухого состояния при 105 °С и взвешивают. Степень разложения определяют по формуле

$$D_{dp} = 100 - \frac{a}{b} 100 \%,$$

где a – масса сухого волокна из отмученной навески; b – то же, из неотмученной навески. Пересчет степени разложения, определенной весовым методом, на степень разложения по

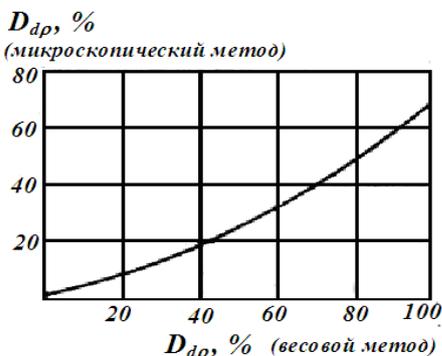


Рис. 2.24. График для пересчета степени разложения, определенной весовым методом, на степень разложения по микроскопическому методу

микроскопическому методу должен проводиться с помощью графика (рис. 2.24), чтобы классифицировать грунт по разновидностям (табл. 2.18.)

Глазомерно-микроскопический метод. Пользуясь табл. 2.20, на глаз оценивают структурно-механические свойства торфа при сжатии его в руке и по цвету отжимаемой из него воды. Комплекс признаков визуального определения дополняют еще одним показателем – мазком торфа. Для этого из нескольких мест торфяного образца, вынутого из залежи, отбирают среднюю пробу объемом 0,5...1,0 см³ и помещают на листке плотной бумаги или на странице полевого дневника. Нажимая указательным пальцем на пробу, делают горизонтальный мазок на 5...10 см для оценки степени разложения.

Методом центрифугирования [14] степень разложения торфа определяют при помощи центрифуги с частотой вращения 1000 мин⁻¹. Пробу торфа массой 100...200 г расплющивают ровным слоем толщиной 3...4 мм и просекают пробоотборником на глубину всего слоя в 10–12 точках, равномерно расположенных по площади. Через 24...30 ч пробу торфа тщательно перемешивают, и если проба остается комковатой, добавляют еще немного щелочи и продолжают перемешивать до получения однородной массы. Пробу торфа отбирают из чашки пробоотборником или ложкой и далее проводят испытание. Отобранную пробу торфа помещают в малую пробирку, заливают водой (на 1 см ниже края пробирки), перемешивают палочкой, добавляют для коагуляции гумуса 2–3 капли 6-водного треххлористого железа и взбалтывают до получения однородной суспензии. После получения однородной суспензии пробирку с содержимым вставляют в центрифугу и в течение 2 мин вращают с частотой 1000 мин⁻¹.

Таблица 2.20

Оценка степени разложения торфяных грунтов

Наименование торфа	Степень разложения D_{as} , %	Полная влагоемкость w , д. ед.	Коэффициент пористости e , д. ед.	Внешние признаки
Слаборазложившийся	<20	>12	>18	Светло-коричневый или желтый торф, состоящий из неразложившихся корешков осок, стебельков мхов и травянистых растений (размером до 1 см и более). Светло-желтая прозрачная или слабо-мутная вода легко отжимается из упругой массы
Среднеразложившийся	20...45	8...12	12...18	Торф коричневый или темно-серо-коричневый с наличием стебельков мхов, плоских корешков осоки и пушицы, кусочков древесины и коры. Вода отжимается в большом количестве, мутная, серая или коричневая. Торф слабо пачкает руку и имеет заметную упругость
Сильноразложившийся	>45	4...8	6...12	Торф темно-коричневый или землисто-черный с пепельным оттенком, заметны отдельные растительные остатки, мелкие кусочки древесины и коры. Вода не отжимается или отжимается с большим трудом, а масса продавливается между пальцами и сильно пачкает руку

После полной остановки центрифуги пробирку вынимают и измеряют объем образовавшегося осадка по шкале пробирки. Если поверхность осадка негоризонтальная, отсчет ведут по средней линии между верхней и нижней точками поверхности. Граница осадка должна быть четкой, жидкость над ним не должна иметь взвеси. Объем осадка порции в малой пробирке после центрифугирования должен быть $0,7...1,5 \text{ см}^3$, что приблизительно соответствует навеске $0,3...0,5 \text{ г}$. Для торфа высокой степени разложения этот объем должен быть $0,7...1,0 \text{ см}^3$. Содержимое малой пробирки взбалтывают и переносят в стакан с ситом, который держат над большой пробиркой. Частицы торфа со стенок малой пробирки смывают $3...4 \text{ см}^3$ воды. Большую пробирку вместе со стаканом вставляют в центрифугу и в течение 2 мин вращают с частотой 1000 мин^{-1} . После полной остановки центрифуги пробирку вынимают и по шкале пробирки измеряют объем осадка подситовой фракции.

Степень разложения торфа определяют по графику, на котором на оси абсцисс откладывают объем осадка в малой пробирке, а на оси ординат – объем осадка в большой пробирке. По прямой графика, расположенной ближе к точке пересечения двух линий, по правой шкале находят значение степени разложения торфа.

Определение степени разложения торфа по его ботаническому составу (расчетный метод) [48]. Сущность метода заключается в отмывании торфа от гумуса, просмотре растительных остатков под микроскопом с установлением их номенклатуры и количественного соотношения в процентах и определением степени разложения торфа по таблице как суммы величин степени разложения, образующейся от каждого растения-торфообразователя в соответствии с процентом его участия в ботаническом составе испытуемой пробы торфа.

Результаты анализа ботанического состава торфа, в котором доля участия каждого растения выражена в процентах, группируют и располагают в последовательности, приведенной в табл. 2.21:

- мхи (сфагновые верховые, сфагновые низинные, гипновые);
- травянистые (шейхцерия, осоки, тростник, вахта, пушица, другие травянистые);
- древесные (все, кроме сосны, сосна).

Для каждого растения по табл. 2.21 определяют величину степени разложения, соответствующую проценту его участия в ботаническом составе торфа. Сумма степеней разложения всех растений и будет искомым значением степени разложения испытуемой пробы торфа. Для отсутствующих в табл. 2.21 кустарничковых степеней разложения принимают по графе 10. Абсолютное допустимое расхождение между результатами определений, проводимых разными исполнителями по одной пробе, не должно превышать 10 %.

Таблица 2.21

Определение степени разложения торфа в зависимости от содержания остатков растений-торфообразователей [48]

Содержание растительных остатков в составе торфа, %	Степень разложения торфа										
	Мхи			Травянистые						Древесные	
	сфагновые верховые	сфагновые низинные	гипновые	шейхцерия	осоки	тростник	вахта	пушица	другие травянистые	все, кроме сосны	сосна
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
5	0,7	0,9	1,1	1,5	1,5	1,7	1,8	2,0	1,7	2,2	2,7
10	1,3	1,7	2,3	2,9	2,9	3,5	3,5	4,0	3,4	4,4	5,4
15	2,0	2,5	3,5	4,3	4,3	5,6	6,3	7,0	5,5	7,5	8,6
20	2,6	3,3	4,6	5,7	5,7	7,8	9,2	10,3	7,7	11,0	11,8
25	3,3	4,1	5,8	7,1	7,1	9,9	12,0	13,8	10,0	14,5	15,0
30	3,9	4,9	7,0	8,5	8,5	12,0	14,8	17,3	12,2	18,1	18,1
35	4,6	5,7	8,3	9,9	9,9	14,2	17,7	20,3	14,4	20,9	21,3

Содержание растительных остатков в составе торфа, %	Степень разложения торфа										
	Мхи			Травянистые						Древесные	
	сфагновые верховые	сфагновые низинные	гиновые	шейцерыя	осоки	тростник	вахта	пушица	другие травянистые	все, кроме сосны	сосна
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
40	5,2	6,5	9,6	11,3	11,3	16,3	20,5	23,0	16,5	23,9	24,5
45	5,9	7,4	10,9	12,8	12,8	17,9	21,7	24,8	18,0	25,6	26,9
50	6,5	8,3	12,2	14,3	14,3	19,4	23,0	26,5	19,5	27,3	29,4
55	7,2	9,2	13,5	15,8	15,8	21,0	24,2	28,1	21,0	29,0	31,9
60	7,8	10,0	14,8	17,2	17,2	22,5	25,4	29,7	22,4	30,7	34,3
65	8,5	10,9	15,9	18,7	18,7	24,1	26,7	31,2	23,9	32,4	36,8
70	9,1	11,8	16,9	20,2	20,2	25,6	27,9	32,6	25,3	34,1	39,3
75	5,3	12,7	17,9	21,6	21,6	27,2	29,1	34,0	26,7	35,8	41,8
80	5,7	13,5	18,9	23,1	23,1	28,7	30,4	35,2	28,1	37,5	44,2
85	6,0	14,4	19,8	24,6	24,6	30,3	31,6	36,5	29,5	39,2	46,7
90	6,4	15,3	20,8	26,1	26,2	31,8	32,8	37,7	30,9	40,9	49,2
95	6,7	16,2	21,8	27,5	27,8	33,4	34,1	38,9	32,3	42,6	51,6
100	7,1	17,0	22,7	29,0	29,4	34,9	35,3	40,2	33,8		

Разложение органических веществ большей частью обусловлено происходящими в верхней части залежи химическими и микробиологическими процессами, а также составом самих отложений. В процессе торфообразования вещества, содержащиеся в растениях-торфообразователях, такие как гумус, претерпевают химические изменения, еще недостаточно полно изученные. Гумус представляет собой бесструктурное коллоидное вещество темно-коричневой окраски, в состав которого входят гуминовые кислоты, которые легко выщелачиваются из гумуса торфа, поэтому вода ручьев, рек, вытекающих из верховых болот, так же как и вода мочажин, имеет различные оттенки коричневого цвета (до 300 °С и выше по платиново-кобальтовой шкале цветности).

Природа гумуса не вполне ясна, и вопрос о его происхождении дискутируется. Одни ученые связывают его образование с лигнином, другие – с целлюлозой и гемицеллюлозой, третьи – с белками и целлюлозой. Есть мнение, что в образовании гумуса участвуют и лигнин, и целлюлоза, и крахмал, а также дубильные вещества, пектин и др. Некоторые исследователи считают, что гумус имеет разное происхождение в различных торфах (например, в олиготрофных и низинных). Большинство исследователей придерживаются лигниновой теории гумусообразования, согласно которой при окислении лигнина плесневыми грибами образуются лигниновые кислоты, которые, соединяясь с продуктами автолиза микроорганизмов, дают гуминовые кислоты [51]. Целлюлозы и гемицеллюлозы при разложении переходят в углекислоту, метан и др. Из лигнина, воска, а также части жиров образуются битумы (от лат. *bitumen* – смола). Часть жиров переходит в жирные кислоты. В результате распада белков образуются углекислота, метан, сероводород, свободные водород и азот. По мере формирования торфа в нем увеличивается содержание углерода и уменьшается содержание кислорода и водорода.

Основными деструкторами органического вещества выступают актиномицеты, плесневые грибы и дрожжи. В этом процессе принимают участие и многочисленные беспозвоночные, в том числе и дождевые черви. Бактерии участвуют в разложении растительных остатков на более поздних стадиях гумификации; для их жизнедеятельности необходимы продукты разложения этих остатков другими микроорганизмами. В конце 70-х годов прошлого века в торфяных грунтах в условиях хорошей аэрации были обнаружены нитрифицирующие бактерии, азотобактерии. Количество микроорганизмов в поверхностных слоях торфа может быть значительным: до 800...1200 млн в 1 г торфа-сырца. Особенно обильны они во внешней прослойке сильноразложившегося торфа, под ней их число резко умень-

шается. Все эти организмы аэробные, поэтому процесс разложения растительных остатков протекает в самом поверхностном, наиболее аэрированном слое, получившем название «торфогенный». Глубина его в среднем составляет 50 см. Ниже торфогенного слоя разложение сильно замедляется, но не прекращается даже в глубоких слоях залежи (до 6 м), откуда выделяется метан (CH₄), свидетельствующий об анаэробных процессах (вторичное разложение, диагенез) [51].

Интенсивность разложения растительных остатков зависит от многих факторов, прежде всего от условий среды, активности микроорганизмов-деструкторов, устойчивости растительных остатков к разложению. Наиболее устойчивы к разложению сфагновые мхи, поэтому их остатки хорошо сохраняются в торфе. В тканях сфагновых мхов содержатся антисептики (фенолы), которые подавляют активность микроорганизмов. Мало устойчивы к разложению кустарнички. Полностью разлагаются надземные части осок, и в торфе сохраняются лишь их корешки. Почти полностью разлагаются лишайники. Важен и химический состав растений-торфообразователей, а именно содержание в них протеинов, кальция, легкогидролизуемых углеводов и др. В связи с этим Л.С. Козловская, В.М. Медведева, Н.И. Пьявченко (1978) выделяют три группы растений [51]:

1) растения, богатые азотом (свыше 2...2,5 %), кальцием, легкогидролизуемыми углеводами, водорастворимыми органическими веществами, быстро разлагаются почвенными микроорганизмами и почти полностью минерализуются за два-три года; это преимущественно растения низинных болот: *вахта*, *лабазник*, а также некоторые обитатели верховых и переходных болот – *морошка*, *голубика*;

2) растения с меньшим содержанием азота (1,5...2 %), легкогидролизуемых углеводов и т. п.; входящие в их состав фенолы, терпены подавляют активность почвенных микроорганизмов; в основном это растения переходных болот – *осоки волосистоплодная*, *вздутая*, *шейхцерия*, из кустарников *карликовая березка (листья)*;

3) трудно разлагаемые растения верховых болот, крайне бедные азотом; их минерализация растягивается и не идет до конца, они содержат много фенолов, фульвокислот; в эту группу входят *сфагновые мхи*, *гипновые лесные мхи*, *стебли кустарничков*.

Знание того, как протекают процессы разложения торфа, имеет огромное значение при выборе методик проведения лабораторных исследований и хранения образцов. Лабораторные испытания рекомендуется производить в полевых условиях, поскольку органо-минеральные и органические грунты склонны к разложению и самопроизвольному уплотнению даже в запарафинированном виде и не подлежат дальним перевозкам и длительному хранению. Согласно рекомендациям, изложенным в работе [56], срок хранения образцов торфа не должен превышать 3-х месяцев, а компрессионные испытания образца должны проводиться вслед за отбором проб, пока не претерпели изменения их естественная структура и влажность.

Степень разложения, хотя удовлетворительно коррелирует со многими показателями, характеризует лишь степень распада, не затрагивая исходный торфообразующий состав. При рассмотрении торфа под микроскопом не возникает сомнений, что растительные остатки значительно преобладают в образце и бесспорно являются классификационным показателем торфов. Тем не менее, в классификациях торфяных грунтов основным критерием является степень разложения, которая определяется приближенно и субъективно, так как торф с одинаковой степенью разложения может быть разной пористости, влажности в зависимости от особенностей строения растений-торфообразователей. Таким образом, наряду с определением $D_{др}$ возникает необходимость установления ботанического состава торфяных грунтов.

Ботанический состав – это количество остатков растений-торфообразователей, слагающих растительное волокно торфа. Ботанический состав, как известно, оказывает большое влияние на свойства торфов, особенно малой и средней степени разложения. Он определяется видовым составом растений-торфообразователей отложившей его материнской

ассоциации и обуславливает структуру торфа, пористость, влагоемкость, скорость и однородность разложения, влияет на скорость и равномерность осадки, на фильтрационные и прочностные свойства, на агрессивность болотных вод. Для оценки свойств и состояния торфов в практике используются классификации, где основными категориями являются: *типы* – выделяются по минерализации питающих залежь вод, *подтипы* – по степени увлажнения, *группы* – по содержанию в торфе остатков отдельных групп растений-торфообразователей, и *виды* – по сочетанию преобладающих остатков растений.

В зависимости от типа питания образуются олиготрофные или евтрофные группировки растительности и накапливаются верховые, переходные или низинные *типы торфа*. *Торф верховой* формируется из растительности олиготрофного типа, в ботаническом составе содержит не более 10 % остатков растительности евтрофного типа. Образуется торф в условиях бедного минерального питания, чаще атмосферного с общей минерализацией вод до 20...30 мг/л, или за счет поверхностных вод с минерализацией до 40...60 мг/л. Верховые торфа могут быть сложены остатками олиготрофных сфагновых мхов, пушицы, некоторыми осоками (осока топяная), шейхиерией, кустарничками, корой сосны. *Низинный торф* образуется в условиях богатого минерального питания, чаще поверхностными или подземными водами с минерализацией около 80...100 мг/л и более, в разнообразных условиях обводненности, начиная от болотных топей, кончая периодически увлажняемыми заболоченными лесами. Низинные торфа сформированы осоками, евтрофными пушицами, тростником, хвощом, вахтой, евтрофными сфагновыми, гипновыми мхами, корой и древесиной березы, ели, сосны, ольхи черной, ивами и т. д. Для торфа *переходного типа* характерно несколько обедненное минеральное питание водами с минерализацией 60...80 мг/л. В торфе отмечаются остатки и низинных, и верховых растений, тем не менее, есть типичные представители переходного типа. Мощность залежи обычно небольшая. Переходные торфа образованы остатками мезотрофных и олиготрофных сфагновых мхов, корешками осок, корой сосны и березы, а также остатками некоторых евтрофных растений.

Подтип торфа является таксономической единицей, которая отражает соотношение основных растений-торфообразователей по их требованию к обильности водного питания. Различают лесной, лесотопяной и топяной подтипы.

Группа торфа выделяется на основе содержания в торфе остатков отдельных групп растений-торфообразователей. Лесной подтип включает древесную группу, лесотопяной – древесно-моховую, древесно-травяную, топяной – травяную, моховую, травяно-моховую [20]. Обычно выделяются 6 групп торфа, для верхового типа добавилась кустарничковая группа [63].

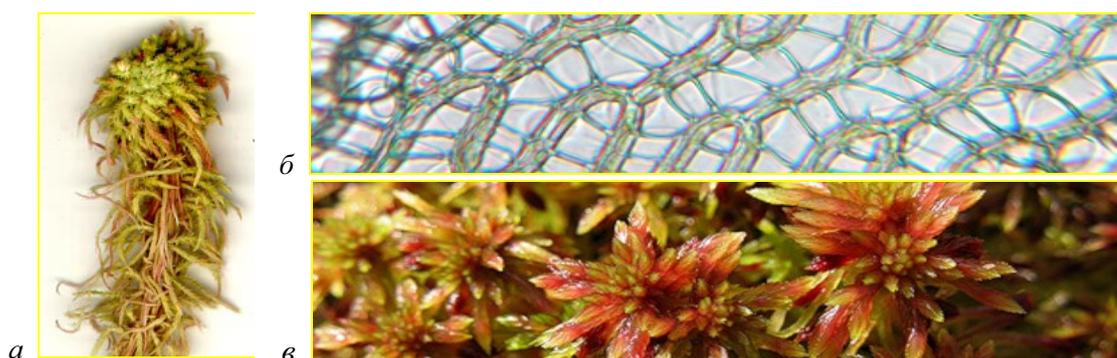


Рис. 2.25. Сфагновый мох:

а – общий вид растения; б – клетки листа сфагнового мха под микроскопом;
в – ковер из сфагновых мхов

В *моховую группу* входят сфагновые торфа: ангустифолиум, магелланикум, фускум, сфагновый мочажинный и комплексный верховой торф, а также сфагновый низинный. Листья сфагновых мхов и стебли состоят из двух типов клеток: живых – ассимилирующих, длинных и узких, с хлоропластами, и мертвых (без протопласта), с утолщениями на стенках и порами (рис. 2.25). Благодаря такому строению стебля и листа сфагнум спосо-

бен впитывать и удерживать большое количество воды, которая в 30–40 раз превышает массу самого растения. Большинство сфагновых мхов являются типичными представителями верховых залежей, широко распространенных на междуречьях и высоких террасах. Особенностью торфов Западной Сибири является их олиготрофность, выраженная в присутствии верховых сфагновых мхов (фускум, магелланикум, ангустифолиум) в торфах низинного типа [73]. Эта особенность определяет специфику таких показателей, как влажность, зольность, агрессивность по отношению к металлам и бетону, степень разложения торфяных грунтов.

Древесная группа. Древесный торф встречается сравнительно редко, образуя придонные слои или окаймляя залежь. В эту группу входят такие виды торфа, как березовый, сосновый, еловый, кедровый, ольховый, низинный, ивовый и др. Для древесного торфа (соснового) характерна высокая степень разложения, темно-коричневый, почти черный цвет, структура комковато-зернистая или пластинчатая. Сильно разложившийся ($D_{др} = 35...50\%$) сосновый и отчасти сосново-сфагновый торфа имеют тонкозернистую пластинчатую структуру, так как сами древесные остатки лучше сохраняются.

Травяная группа. Травяной торф представляет собой набор остатков травяных торфообразователей, к нему относятся верховые торфа: пушицевый и шейхцериевый верховой, а также низинные виды: тростниковый, осоковый и шейхцериевый низинный и др. Структура его, в зависимости от преобладания тех или иных компонентов, может быть как волокнистой (шейхцериевый), так и войлочной (осоковый).

Вид торфа – низшая таксономическая единица классификации торфа, характеризующаяся постоянным сочетанием преобладающих остатков отдельных видов растений-торфообразователей, отражающих исходные растительные ассоциации. Каждый фитоценоз, развивающийся в свойственных ему условиях среды, откладывает свой, присущий только ему вид торфа. Состав растительности на поверхности болот указывает на ботанический состав верхнего слоя торфяной залежи, в этом заключается индикаторная роль растительного покрова.

Видовой состав растительных остатков торфа только в самых общих чертах отражает видовой состав отложившей его материнской ассоциации, так как многие растения, обитатели низинных болот разлагаются полностью. Остатки других растений, произрастающих в материнском фитоценозе в незначительном количестве, например сфагновых и гипновых мхов, могут постепенно накапливаться в торфе в силу того, что они хорошо противостоят разложению. Поэтому для правильного определения ботанического состава торфа необходимо не только определить под микроскопом остатки растений-торфообразователей, но и знать их экологию, реальность совместного произрастания в современных растительных группировках. В табл. 2.22 приведена встречаемость различных видов торфа на территории России, жирным шрифтом выделены наиболее представительные виды.

Определение ботанического состава торфа. Сущность метода заключается в определении при помощи микроскопа количественного соотношения в процентах остатков растений-торфообразователей, слагающих растительное волокно в пробе, освобожденной от гумуса. От пробы для анализа берут 50...100 см³ торфа и разравнивают его на пластиковом или полиэтиленовом листе слоем 3...5 мм. Из подготовленного слоя пробоотборником или ложкой набирают в точках, равномерно расположенных по площади, порцию торфа объемом около 5 см³, помещают на сито и промывают струей воды до тех пор, пока вода под ситом не станет прозрачной.

Промытое волокно маленькими порциями пинцетом переносят на предметное стекло, распределяют иглами тонким прозрачным слоем. От каждой пробы для анализа готовят препарат на трех предметных стеклах. Если волокно имеет характерную желто-коричневую окраску, то на него при помощи пипетки капают раствором серной кислоты с массовой долей 5 % до исчезновения окраски. Затем пипеткой добавляют воду и выравнивают препарат до получения тонкого прозрачного слоя. Предметное стекло с приготовленным препаратом

кладут на столик микроскопа и рассматривают при увеличении 56...140[×]. При анализе пыльцы растений, анатомического строения остатков древесины и сфагновых мхов пользуются увеличением 400[×] и более. При этом применяют стандартные предметные и покровные стекла, а также иммерсионное масло, которое наносят на покровное стекло.

При анализе сфагновых мхов часть промытой пробы для препарата предварительно окрашивают метиловой синью или чернилами. При анализе древесных и травянистых остатков для большего просветления добавляют пипеткой несколько капель раствора гидроксида натрия или калия с массовой долей 10 %.

Волокно растений-торфообразователей, видимое под микроскопом, по занимаемой в поле зрения площади принимают за 100 %. При анализе путем перемещения предметного стекла на каждом препарате просматривают до десяти полей зрения. По каждому полю зрения записывают название встречающихся растений и ставят против них процент занимаемой площади с округлением до 5 %. Если остатки растений встречаются в количестве менее 5 %, то их отмечают знаком «ед.» – единично. Для каждого растения-торфообразователя определяют среднее арифметическое по всем полям зрения одного образца с округлением до 5 %. Абсолютное допустимое расхождение между определениями ботанического состава, проводимыми разными исполнителями в одной пробе, не должно превышать 5 % по растениям-торфообразователям, определяющим вид торфа. Принадлежность растительных остатков к определенному виду растения устанавливают по атласу растительных остатков в торфах. После определения ботанического состава находят тип, группу и вид исследуемого торфа по классификациям видов торфа и торфяных залежей.

Таблица 2.22

Распространение разных видов торфа на территории России, % [69]

Вид	Тип торфа		
	низинный	переходный	верховой
Древесный	6,2	1,5	1,5
Древесно-осоковый	4,7	1,1	
Древесно-тростниковый	0,9		
Тростниковый	0,8		
Осоковый	15,6	2,5	
Осоково-гипновый	2,0		
Шейхцериевый	1,1	1,9	2,3
Гипновый	1,1		
Древесно-сфагновый		3,1	
Осоково-сфагновый		3,4	
Сфагновый		3,9	
Сосново-пушицевый			1,3
Сосново-сфагновый			1,3
Пушицевый			2,1
Пушицево-сфагновый			6,0
Шейхцерицево-сфагновый			2,7
Фускум			9,8
Магелланикум			16,3
Комплексный			3,5
Сфагновый мочажинный			0,9

Общепринятой классификацией торфов в нашей стране служит «Классификация видов торфа и торфяных залежей» [119], разработанная под руководством С.Н. Тюрёмнова, в которой выделено 40 видов торфа (рис. 2.26). В классификации все торфа объединяют в три типа, в соответствии с типами растительности. Их выделяют по зольности: низинный (зольность 6...18 %), переходный (4...6 %), верховой (менее 4 %), при этом учитывают первичную, так называемую конституционную зольность. В пределах типов выделяют группы торфов, которые устанавливают на основании соотношения древесных, травяных и моховых остатков.

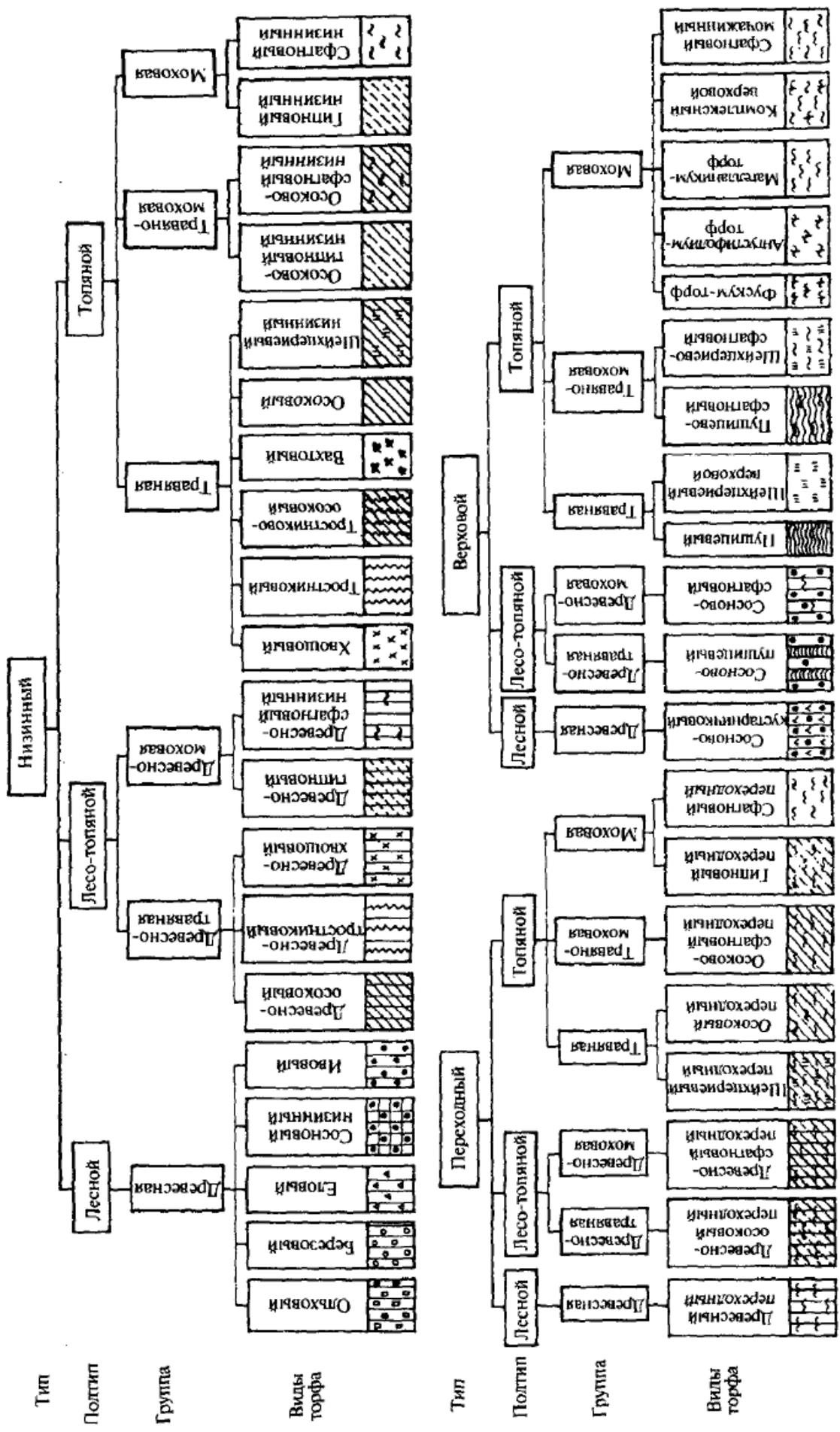


Рис. 2.26. Классификация видов торфа по С.Н. Горемлову [119]

К древесной группе принадлежат торфа, где древесные остатки (кора, древесина) составляют 40 % и более. К древесно-моховой и древесно-травяной группам относят торфа с содержанием древесных остатков 15...35 %. Если содержание в торфе моховых остатков 35 % и более, торф включают в древесно-моховую группу, а если менее 35 % – в травяно-моховую. Торфа с содержанием древесных остатков менее 15 % относят к моховой, травяно-моховой и травяной группам. В моховую группу входят торфа с содержанием остатков мхов 40 % и более, в травяно-моховую – 10...35 %; в травяную – не более 5 % [51].

На верховых болотах наблюдается лучшая сохранность моховых и травянистых остатков, в этом случае используют другие критерии. К моховой группе относят торфа с содержанием моховых остатков 60 % и более, к травяной – с содержанием травяных остатков 60 % и более; промежуточное положение занимают торфа травяно-моховой группы.

В основу классификации С.Н. Тюремнова положен генетический принцип, согласно которому каждый вид торфа имеет своим аналогом соответствующую «материнскую ассоциацию». В классификации виды торфа выделяются не по преобладанию остатков определенной группы, а по составу остатков в целом. Классификация торфа в основном разработана для болот северо-запада средней полосы России и Урала. Для Западной Сибири применяется также «Классификация торфов и торфяных залежей Западной Сибири» (авторы Р.Г. Матухин, В.Г. Матухина, И.П. Васильев) [63]. В регионе преобладают топяные подтипы торфа, из видов – фускум, комплексный, магелланикум, ангустифолиум, сфагновый мочажинный, пушицево-сфагновый, шейхцерицево-сфагновый, часто встречается шейхцерицевый и пушицевый торф, на юге развиты низинные торфа – гипновые, осоково-гипновые, травяные, древесные и травяно-древесные.

2.3. Ледяная компонента грунтов

2.3.1. Распространение, состав и свойства льда в грунтах

Вечномерзлые грунты широко распространены в Северном полушарии и занимают около 25 % территории суши, из которых на долю территории бывшего Советского Союза приходилось более половины, а в современной Российской Федерации уже превышает 65 % ее территории, в том числе занимает 85 % территории Сибири, 95 % Республики Саха (Якутии) и т. д. На долю Аляски (США) приходится 1,2...1,5 млн км² (86...98 % территории этого штата), на долю Канады – в пределах 3,89...5,70 млн км² (от 39 до 57 % территории), на долю Гренландии – в пределах 1,6...1,68 млн км² (от 73 до 77 %).

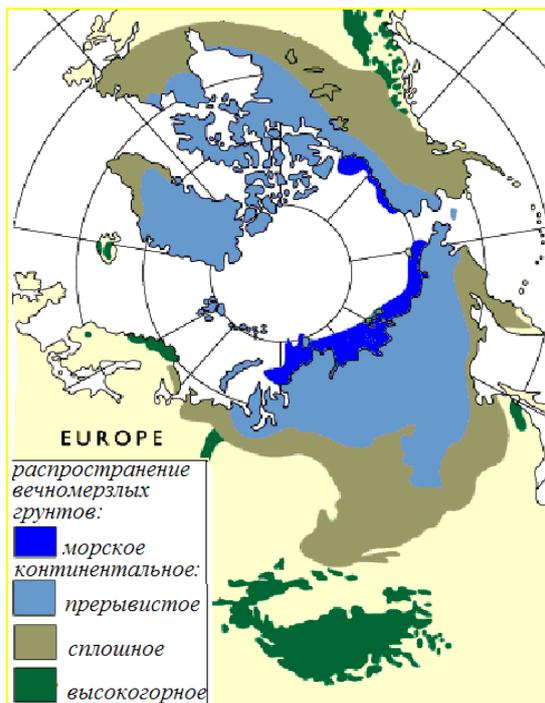


Рис. 2.27. Карта-схема распространения вечномерзлых грунтов в Северном полушарии

Рассматривая географическое распространение многолетней мерзлоты (рис. 2.27), необходимо отметить, что в северных и северо-восточных районах они имеют сплошное распространение (зона сплошного распространения многолетней мерзлоты) и мощность их измеряется там сотнями метров, а среднегодовая температура достигает минус 7, 10 и даже 12 °С. К южной границе распространения вечномерзлых грунтов их мощность уменьшается до десятков метров, здесь чаще встречаются талики, а температура пород изменяется от минус 0,2 до минус 2 °С. Вблизи этой границы вечномерзлые породы встречаются главным образом на отдельных участках (зона островной мно-

голетней мерзлоты), мощность их не превышает первых десятков метров, а температура изменяется от 0 до минус 0,3 °С. В вертикальном разрезе многолетнемерзлые породы также могут либо иметь непрерывное распространение, либо разделяться таликами, т. е. быть слоистыми.

Лед, как пороодообразующая составная часть мерзлых грунтов, является неустойчивой фазой: при повышении температуры окружающей среды грунт оттаивает, происходит изменение его свойств, а у некоторых грунтов резко изменяются физическое состояние, прочность, деформируемость, водонепроницаемость, развиваются провальные и просадочные (термокарстовые), оползневые и другие явления. При оттаивании мерзлых грунтов сооружения, построенные на них, испытывают значительные неравномерные и резкие осадки (просадки), поэтому часто происходят большие их деформации и даже разрушения.

Переход воды в лед при промерзании грунтов существенно изменяет их физическое состояние, деформируемость, прочность, водопроницаемость, а также электрические, тепловые и другие свойства. Кроме того, промерзание грунтов сопровождается развитием особых мерзлотных процессов и явлений, таких как изменение строения пород (структуры и текстуры), перераспределение влаги в них, морозное пучение, образование морозобойных трещин, наледные явления и др. Все перечисленное показывает, что условия строительства сооружений на таких породах и обеспечение их устойчивости представляет сложную проблему.

Лед в мерзлых грунтах может находиться в виде льда-цемента, льда включений и массивных залежей подземных льдов.

Лед-цемент представляет собой мелкие кристаллы различного размера, вкрапленные в грунтовый скелет и цементирующие минеральные частицы. Лед-цемент, согласно П.А. Шумскому, подразделяется на пять типов: *контактный*, расположенный в местах контактов частиц скелета; *пленочный*, покрывающий поверхность частиц, но не заполняющий весь объем пор грунта; *поровый*, целиком заполняющий поры; *базальный*, разобщающий минеральные частицы и их агрегаты; *корковый* лед, обволакивающий крупные элементы крупнообломочных грунтов.

Лед включений представляет собой различные линзы, прожилки и прослойки (шпирь) толщиной от долей миллиметров до десятков сантиметров. Условно принимается, что если толщина ледовой прослойки не превышает 50 см, то лед рассматривают как компонент мерзлого полиминерального грунта, а не как самостоятельную породу. Ледяные прослойки могут располагаться в горной породе как в виде выдержанных горизонтальных или косых слоев, так и в виде пересекающейся косослоистой сетки или прямоугольной решетки. Расстояние между шпирями обычно от 1 до 10 см и более. Если толщина прослойки льда в горной породе составляет более 50 см, то такую прослойку рассматривают как самостоятельную горную ледо-минеральную породу, называемую *подземным льдом или ледяным грунтом* [57].

Мерзлым грунтом называется грунт, имеющий отрицательную или нулевую температуру, содержащий в своем составе видимые ледяные включения и (или) лед-цемент и характеризующийся структурными криогенными связями [34]. По определению Н.И. Толстихина и Н.А. Цытовича, «мерзлыми породами, грунтами, почвами называются породы, грунты, почвы, имеющие отрицательную или нулевую температуру, в которых хотя бы часть воды перешла в кристаллическое состояние» [57]. П.Ф. Швецов предложил породы, грунты, почвы, имеющие отрицательную температуру, но не содержащие льда, называть *морозными*.

Периодическое изменение температуры горных пород, формирующейся в течение годового (многолетнего, векового) периода, приводит к разному эффекту теплового состояния приповерхностных слоев. По длительности существования мерзлого состояния пород принято различать следующие разновидности: *кратковременномерзлые* (часы, сутки); *сезонномерзлые* (месяцы) и *многолетнемерзлые* породы (годы, сотни и тысячи лет).

Многолетнемерзлые толщи горных пород по типу промерзания подразделяются на *эпигенетически* и *сингенетически* промерзающие.

К эпигенетически промерзшим (эпикриогенным) относятся горные породы, которые перешли в многолетнемерзлое состояние после того, как завершился процесс накопления осадков и их диагенетического преобразования.

Сингенетически промерзшие (синкриогенные) горные породы формируются из осадочных отложений на мерзлом субстрате, когда геологически синхронно происходит накопление осадка и его переход в мерзлое состояние.

Также выделяются диакриогенные (парасинкриогенные) толщи, которые формируются при промерзании (сверху вниз и с боков) переувлажненных нелигифицированных пород (свежеотложенных осадков и илов).

Мерзлые и ледяные грунты обладают рядом специфических свойств, которые обусловлены их составом и структурой. Кристаллическую структуру льда можно представить решеткой, в которой каждая молекула H_2O соединена водородными связями с четырьмя соседними молекулами, находящимися от нее на равных расстояниях ($2,76 \cdot 10^{-8}$ см) в правильном тетраэдрическом размещении. Такая решетка относится к гексагональной сингонии и не является плотноупакованной; поэтому плотность обычного льда (около $0,92$ г/см³) ниже плотности воды. В молекуле льда (воды) расстояние между атомами водорода и кислорода составляет $0,96 \cdot 10^{-8}$ см, а угол в вершине треугольника равен $104,5^\circ$ (рис. 2.28, а). Фиксированные положения в структуре льда занимают только атомы кислорода. Два атома водорода могут занимать различные положения на четырех связях молекулы H_2O с другими соседями. Только при температуре ниже минус $70^\circ C$ их положение закрепляется. Ввиду гексагональности решетки кристаллы, растущие в свободном состоянии (снежинки), имеют шестигранную форму. Таким образом, кристаллический лед является и хорошо упорядоченной средой (по кислороду), и одновременно разупорядоченной (по водороду).

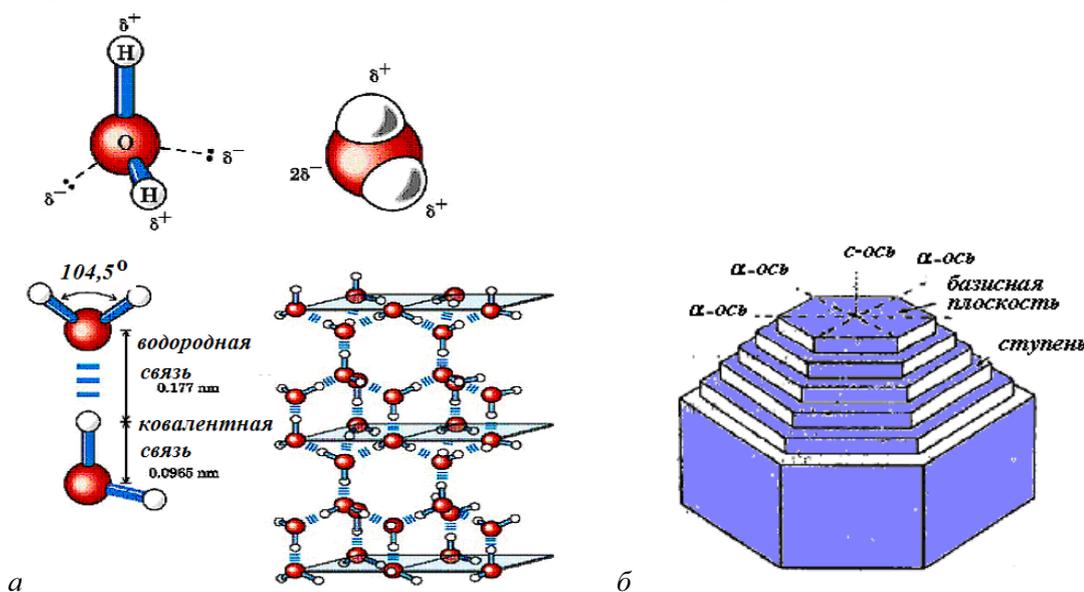


Рис. 2.28. Структура молекулы льда и схема его кристалла

Структуру льда можно представить и в виде тонких прочных, но гибких пластинок, плоскость расположения которых соответствует базисной плоскости, а нормальная к ней ось – оптической оси (рис. 2.28, б). Промежутки между «пластинками», удерживаемыми водородными связями, являются плоскостями ослабления, по которым происходит скольжение, что обуславливает повышенную текучесть льда. Сцепление льда по направлению, перпендикулярному главной оптической оси (расположенной перпендикулярно поверхности замерзания), значительно меньше, чем по направлению, совпадающему с ней. Так, по данным большого числа определений Б.П. Вейнберга (1940), сопротивление раздавливанию льда ($\theta = -3^\circ C$) при направлении усилий параллельно главной оптической оси составило $3,1...3,2$ МПа, а перпендикулярно – $2,1...2,5$ МПа. Отношение сопротивления сжатию

в направлении, перпендикулярном главной оси, к сопротивлению сжатию в направлении, параллельном главной оси, равно 0,8. Вязкость льда в направлении, перпендикулярном главной оси, $\eta_{\perp} = 10^{10} \dots 10^{11}$ Пз (пуаз), а при силе, направленной параллельно главной оси, $\eta_{\parallel} = 10^{14} \dots 10^{15}$ Пз.

В соответствии с кристаллическим строением льда его свойства зависят от внутри- и межкристаллических связей, которые, в свою очередь, определяются геометрией пространственной решетки. Существенное влияние на эти связи оказывает то, что температура многих природных льдов обычно близка к температуре плавления (около 0 °С). Это обуславливает высокую подвижность решетки и, соответственно, высокую деформируемость льда – он способен течь подобно вязкой жидкости под любой нагрузкой, что определяет явно выраженные реологические свойства мерзлого грунта, поскольку лед является его основным компонентом [50].

Лед, находящийся под внешней нагрузкой, податлив и текуч, его эффективная вязкость составляет около 10^{14} Пз. Если его температура близка к точке плавления ($t = 0$ °С при атмосферном давлении), а нагрузка действует длительное время, то во льду развиваются пластические деформации. Пластическая деформация льда происходит в результате зарождения и движения по кристаллу разнообразных несовершенств структуры: вакансий, межузельных атомов, межзеренных границ и дислокаций. Как было установлено в 30-е годы XX в., именно наличие последних предопределяет резкое снижение сопротивления кристаллических твердых тел пластической деформации (в $10-10^4$ раз по отношению к сопротивлению идеальной решетки). К настоящему времени во льду обнаружены все виды дислокаций, свойственных гексагональной структуре, исследованы их микромеханические и электрические характеристики.

Лед обладает аномальными свойствами, выделяющими это вещество среди гомологов (H_2S , H_2Se , H_2Te). Для него характерна очень высокая (среди простых веществ) удельная теплота плавления или кристаллизации (равная 1,4 ккал/моль или 79,69 кал/г) и теплоемкость (0,51 кал/г-град). Лед трудно растопить (при этом его структура уплотняется), а воду – заморозить. В результате этого климат на Земле достаточно мягок, но при отсутствии воды (например, в пустынях Африки или Центральной Азии) контраст между дневной и ночной температурами значительно выше, чем на побережье океана на той же широте. Кроме того, лед имеет высокую отражательную способность (0,45), являясь на Земле мощным фактором охлаждения, влияющим на формирование климата. Жизненно важным для биосферы является свойство льда увеличиваться в объеме при кристаллизации, а не уменьшаться, как это происходит с большинством известных веществ. В результате лед плавает в воде (его плотность около $0,92$ г/см³), а не тонет. Кристаллизация льда в замкнутых порах грунта приводит к возникновению *кристаллизационного давления*, величина которого может достигать огромных значений, превышающих прочность структурных связей грунта, и является причиной опаснейших деформаций пучения.

По величине электрической проводимости и ее экспоненциально быстрому возрастанию с повышением температуры (в отличие от металлических проводников) лед относят к полупроводникам. Удельная электрическая проводимость льда при 0 °С около 10^{-9} Ом⁻¹см⁻¹, диэлектрическая проницаемость выше, чем у воды, и при 0 °С равна 94. Обычно лед бывает химически чист, даже если растет из «грязной» воды или раствора. Это обусловлено низкой растворимостью примесей в структуре льда. В результате при замерзании примеси отесняются на фронте кристаллизации в жидкость и не входят в структуру льда, благодаря этому примесная проводимость во льду почти отсутствует, и в нем нет свободных электронов, как в металлах [50].

2.3.2. Классификационные показатели грунтов, содержащих ледяную компоненту

Мерзлые грунты отличаются содержанием в своем составе льда в форме видимых включений или льда-цемента, формирующих криогенные структурные связи при отрицательной или нулевой температуре. В общей классификации [34] лед и содержащие лед грунты объединяются в класс мерзлых грунтов, в группы выделяются скальные промерзшие, дисперсные промерзшие и ледяные грунты (табл. 9.1).

Основными классификационными параметрами, по которым подразделяются мерзлые грунты [34], являются (табл. 2.23):

- температура грунта t ;
- льдистость за счет видимых ледяных включений i_i ;
- суммарная льдистость i_{tot} (для песчаных грунтов);
- степень засоленности D_{sal} ;
- состояние (твердо-, пластично- и сыпучемерзлое);
- криогенная текстура.

Льдистость грунта за счет видимых ледяных включений i_i , д. ед., – это отношение объема содержащихся в нем ледяных включений к объему мерзлого грунта. Экспериментально льдистость определяется на основе совмещенного метода Г.П. Мазурова непосредственным измерением суммарной толщины включений льда, приходящихся на единицу площади разреза. Для этого к мерзлому монолиту прикладывают масштабную линейку и непрерывно по всей высоте монолита грунта измеряют суммарную толщину прослоек льда, секущих поперечную линию. Средний показатель льдистости грунта за счет льда включений вычисляется на основе измерения суммарного содержания льда прослоек по трем линиям [86].

Суммарная льдистость мерзлого грунта i_{tot} , д. ед., – это отношение объема содержащегося в нем льда к объему мерзлого грунта, определяется по формуле

$$i_{tot} = i_{ic} + i_i = \frac{\text{объем льда}}{\text{объем мерзлого грунта}} = \frac{\rho(w_{tot} - w_w)}{\rho_i(1 + w_{tot})},$$

где i_{ic} – льдистость грунта за счет порового льда-цемента, д. ед.; i_i – льдистость грунта за счет ледяных включений, д. ед., определяется по формуле

$$i_i = \frac{\rho_s(w_{tot} - w_m)}{\rho_i + \rho_s(w_{tot} - 0,1w_w)},$$

где w_{tot} – суммарная влажность мерзлого грунта, д. ед.; ρ_i – плотность льда, равная $0,9 \text{ г/см}^3$; ρ_s – плотность частиц грунта, г/см^3 ; ρ – плотность мерзлого грунта, г/см^3 ; w_m – влажность мерзлого грунта, расположенного между ледяными включениями, д. ед. (принимается: $w_m \approx w_p$, где w_p – влажность на границе раскатывания, д. ед.); w_w – влажность мерзлого грунта за счет не замерзшей воды, д. ед. (определяется опытным путем, для мерзлых незасоленных грунтов допускается определять по формуле $w_w = k_w w_p$, где k_w – коэффициент, принимаемый в зависимости от температуры грунта t и числа пластичности I_p) [34]. Таким образом, пределы изменения льдистости: $0 \leq i_{tot} \leq 1$. Если $i_{tot} = 0$ – грунт талый; если $i_{tot} = 1$ – вода находится в мерзлом состоянии.

По температурнопрочностным свойствам грунты подразделяют согласно табл. 2.23, где m – коэффициент сжимаемости оттаивающего грунта; T_h – температурная граница твердомерзлого состояния грунтов; T_{bf} – температура начала замерзания грунта; S_r – степень заполнения объема пор мерзлого грунта льдом и водой (степень влажности).

Мерзлые грунты по состоянию подразделяют:

- на *твердомерзлые* – прочно сцементированные льдом, характеризующиеся относительно хрупким разрушением и практически несжимаемые под нагрузками от сооружений; к твердомерзлым относятся песчаные и глинистые грунты, если их температура ниже: для пылеватых песков – $0,3 \text{ }^\circ\text{C}$; для супесей – $0,6 \text{ }^\circ\text{C}$; для суглинков – $1 \text{ }^\circ\text{C}$; для глин – $1,5 \text{ }^\circ\text{C}$;

- *пластичномерзлые* – цементированные льдом, но обладающие вязко-пластичными свойствами (вследствие содержания в них значительного количества незамерзшей воды), способные сжиматься под нагрузками от сооружений;
- *сыпучемерзлые* – несцементированные льдом, вследствие малой влажности, песчаные и крупнообломочные грунты.

Таблица 2.23

Классификация мерзлых грунтов [34]

1. Классификация грунтов по температуре				
Разновидность грунтов		Температура грунта t , °C		
Немерзлый (талый)		$T \geq 0$		
Мерзлый		$T < T_{bf}$		
Охлажденный		$0 > T \geq T_{bf}$		
Морозный		$T < 0$		
Сыпучемерзлый (грунт с суммарной влажностью $w_{tot} \leq 3\%$).		$T < 0$		
2. Классификация грунтов по льдистости за счет видимых ледяных включений				
Разновидность грунтов		Льдистость за счет видимых ледяных включений i_b , д. ед.		
		Скальные и полускальные грунты	Дисперсные грунты	
Нельдистый		–	$i_i \leq 0,03$	
Слабольшедистый		$i_i \leq 0,01$	$0,03 < i_i \leq 0,20$	
Льдистый		$0,01 < i_i \leq 0,05$	$0,20 < i_i \leq 0,40$	
Сильнольдистый		$i_i > 0,05$	$0,40 < i_i \leq 0,60$	
Очень сильнольдистый		–	$0,60 < i_i \leq 0,90$	
3. Классификация песчаных грунтов по суммарной льдистости				
Разновидности песчаных грунтов		Суммарная льдистость, i_{tot} , д. ед.		
Слабольшедистые		$i_{tot} \leq 0,40$		
Льдистые		$0,40 < i_{tot} \leq 0,60$		
Сильнольдистые		$i_{tot} > 0,60$		
4. Классификация грунтов по состоянию (по температурно-прочностным свойствам)				
Вид грунтов		Разновидность грунта		
		Твердомерзлый ($m \leq 0$, кПа ⁻¹) при $t < T_h$, °C	Пластичномерзлый ($m > 0,1$ кПа ⁻¹) при t , °C	Сыпучемерзлый при $t < 0$ °C
Скальные и полускальные грунты		$T_h = 0$	–	–
Крупнообломочный грунт		$T_h = 0$	$T_h < t < T_{bf}$ при $S_r < 0,8$	при $w_{tot} \leq 3\%$
Песок гравелистый, крупный и средней крупности		$T_h = -0,1$		
Песок мелкий и пылеватый		$T_h = -0,3$	$T_h < t < T_{bf}$ при $S_r < 0,8$	–
Глинистый грунт	Супесь	$T_h = -0,6$	$T_h < t < T_{bf}$	
	Суглинок	$T_h = -1,0$		
	Глина	$T_h = -1,5$		
5. Классификация мерзлых грунтов по степени засоленности D_{sal} (для морского типа засоления – NaCl, Na₂SO₄ более 90 %)				
Разновидности грунтов	Состояние грунта	Степень засоленности легкорастворимыми солями D_{sal} , %		
		Пески	Супеси	Суглинки и глины
Незасоленные	Твердомерзлые	$D_{sal} < 0,05$	$D_{sal} < 0,15$	$D_{sal} < 0,20$
Слабозасоленные	Пластичномерзлые	$0,05 \leq D_{sal} < 0,15$	$0,15 \leq D_{sal} < 0,35$	$0,20 \leq D_{sal} < 0,40$
Среднезасоленные		$0,15 \leq D_{sal} < 0,30$	$0,35 \leq D_{sal} < 0,60$	$0,40 \leq D_{sal} < 0,80$
Сильнозасоленные	Охлажденные	$D_{sal} \geq 0,30$	$D_{sal} \geq 0,60$	$D_{sal} \geq 0,80$
6. Классификация грунтов по криогенной текстуре				
Вид грунтов		Криогенная текстура		
Скальные и полускальные		Трещинная, пластовая, полостная, жильная, массивная		
Крупнообломочные		Массивная, порфиroidная, корковая, базальная		
Песчаные		Массивная, слоистая, порфиroidная, сетчатая, базальная		
Глинистые		Массивная, сетчатая, слоистая, атакситовая, порфиroidная, линзовидная		
Заторфованные		Порфиroidная, слоистая, сетчатая, атакситовая, линзовидная		

Критерии засоленности для различных номенклатурных видов грунта установлены на основании данных о влиянии засоленности на прочностные свойства образцов мерзлых грунтов. Под засоленностью грунта понимают весовое содержание в нем водорастворимых солей. Засоленность D_{sal} выражают в % к весу скелета грунта, включая вес водорастворимых солей. Мерзлые грунты с континентальным типом засоления (сульфатный тип засоления) относят к засоленным при степени засоленности D_{sal} , %:

- для песков $\geq 0,10$;
- супесей $\geq 0,15$;
- суглинков $\geq 0,20$;
- глин $\geq 0,25$.

Крупнообломочные грунты называются засоленными, если содержание водорастворимых солей в их заполнителе превышает указанные значения засоленности.

Определение засоленности грунта. Для определения засоленности мерзлых грунтов используют монолиты или образцы нарушенного сложения и природной влажности. Для нахождения засоленности используют: широкогорлые колбы емкостью 1000 мл; чашки выпаривательные, фарфоровые; воронки диаметром 15 см; песчаные бани и часовые стекла диаметром 18...20 см. В стеклянную широкогорлую колбу емкостью 1000 мл помещают навеску грунта природной влажности, значение которой определено заранее. Навеску отбирают так, чтобы в ней содержалось 100 г частиц скелета грунта. Вес влажной навески g определяют по формуле

$$g = g_1(1 + w),$$

где g_1 – вес сухой навески в г; w – влажность грунта, д. ед.

В колбу доливают 500 мл дистиллированной воды, плотно закрывают ее пробкой, энергично встряхивают в течение 5 мин и переносят суспензию на воронку с двойным фильтром, установленную над колбой, емкостью 500...700 мл. Во время фильтрования воронку необходимо прикрыть часовым стеклом. Если первые порции фильтрата будут мутными, их повторно фильтруют через тот же фильтр до тех пор, пока фильтрат не станет совершенно прозрачным. Фильтрат разливают на пять порций в заранее взвешенные чашки емкостью 150...200 мл и выпаривают на песчаной бане до получения сухого остатка. При выпаривании не допускается кипения и выбрызгивания фильтрата из чашки. Чашки с сухим остатком помещают в сушильный шкаф и сушат до постоянного веса при температуре 105 °С; определяют с точностью до 0,01 г вес сухого остатка в каждой чашке, суммированием находят общий вес сухого остатка водной вытяжки. Засоленность грунта вычисляют по формуле

$$D_{sal} = g_z(1 + w)100 / g_1,$$

где g_z – масса сухого остатка водной вытяжки, г; g_1 – вес сухой навески, г; w – влажность грунта, д. ед.

2.3.3. Распространение, состав и свойства газогидратов

В 1964 г. при геологоразведочных работах в Сибири из вскрытого скважиной интервала вечной мерзлоты было извлечено экзотическое вещество, похожее на снег или лед. В условиях повышенной температуры и более низкого, чем в пласте, давления из этого вещества в большом количестве выделялся метан. Исследования показали, что метан расположен в полостях, образованных в кристаллической решетке льда. В определенном диапазоне температуры и давления вместе с вмещающей его замерзшей водой метан образует стабильную структуру, не похожую на какие-либо ранее известные геологические образования. Обнаружение вещества, названного газогидратом (метаногидратом), было в 1969 г. зарегистрировано в реестре СССР в качестве открытия геологами Н.В. Черским, Ф.А. Требиным, В.Г. Васильевым, Ю.Ф. Макогоном и А.А. Трофимуким [2].

Газогидраты являются колоссальным по емкости источником углеводородного топлива. По примерным оценкам запасы метана, сосредоточенного в газогидратах, в несколько раз превосходят существующие запасы всех вместе взятых углеводородных горючих ископаемых, включая нефть, газ, каменный уголь и торф. Проведенные в разных странах поисковые и разведочные работы показали, что в шельфовых зонах и прибрежных склонах на небольших глубинах под дном океанов и морей они встречаются на любых широтах. Основная часть известных месторождений газогидратов встречается в шельфовой зоне и под активными и пассивными прибрежными склонами (рис. 2.29).

Мощности отложений, содержащих гидраты, обычно невелики, но занимаемые скоплениями газогидратов площади обширны. Газогидраты, по данным геофизических исследований, обнаружены в 100 районах, расположенных вдоль восточного и западного побережий Северной и Южной Америки и Евразийского континента, в Австралии, Индии, Японии, в Черном, Каспийском и Средиземном морях, озере Байкал и др.

Газовые гидраты (или клатраты) – кристаллические соединения, образующиеся при определенных термобарических условиях из воды и газа. Имя клатраты (от лат. *clathratus* – «сажать в клетку») было дано Пауэллом в 1948 г. Гидраты газа относятся к соединениям переменного состава. Впервые гидраты газов (сернистого газа и хлора) наблюдали еще в конце XVIII в. Дж. Пристли, Б. Пелетье и В. Карстен. Первый газогидрат (хлоргидрат) был получен в лабораторных условиях в 1810 г. сэром Хамфри Дэви. В течение 150 лет газогидраты считались просто курьезными соединениями – до тех пор, пока не открыли гидраты в Сибири.

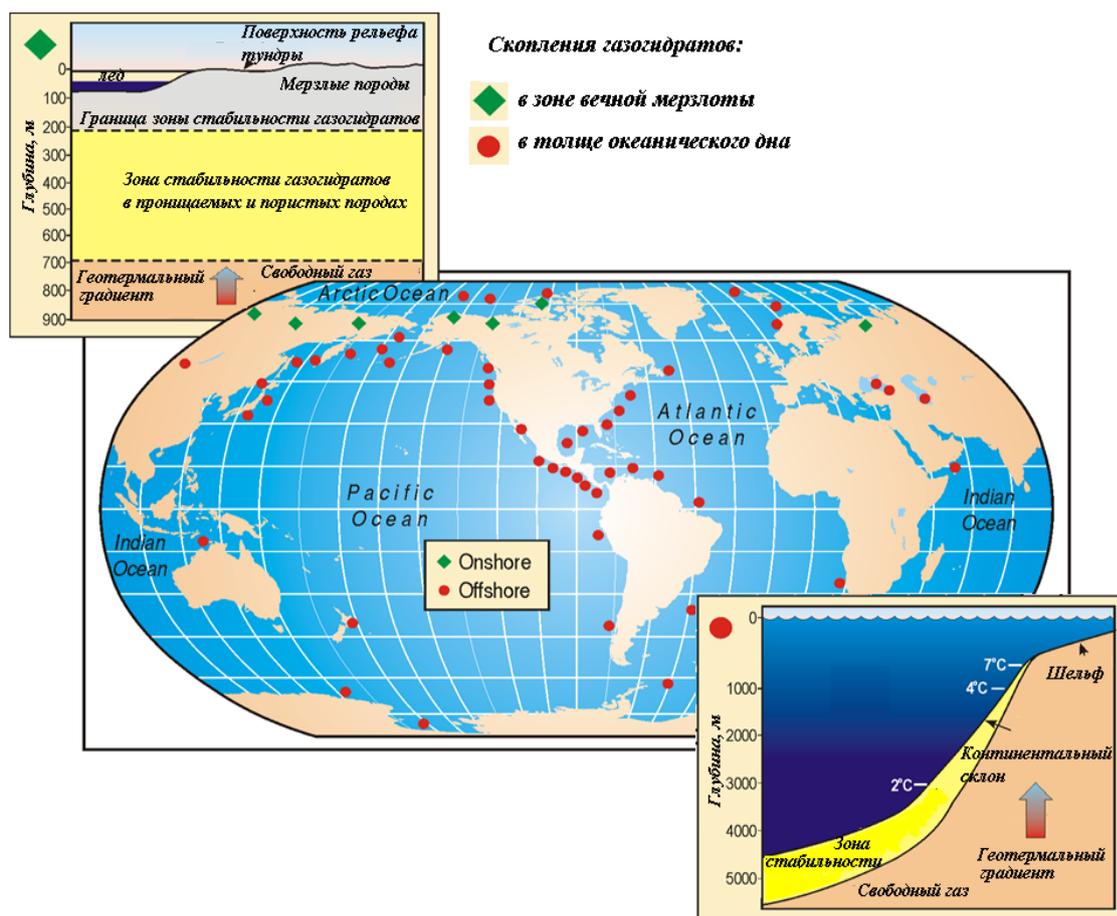


Рис. 2.29. Районы распространения газогидратов

Газогидраты представляют собой вещество, подобное льду, в котором метан или более тяжелые углеводородные газы содержатся в полостях, образованных внутри решетки,

построенной молекулами замерзшей воды. В общем виде состав газовых гидратов описывается формулой $M \cdot n\text{H}_2\text{O}$, где M – молекула газа-гидратообразователя; n – число, показывающее количество молекул воды, приходящихся на одну молекулу газа (n может изменяться от 5,75 до 17,0). Молекулы газа удерживаются в полостях вандерваальсовыми силами.

Полости газогидратов имеют правильную геометрическую форму, которая встречается в трех видах (рис. 2.30):

- первый вид (5^{12}) представляет собой многогранник, содержащий 12 граней по 5 ребер;
- второй вид ($5^{12} 6^2$) является многогранником, который содержит 12 граней по 5 ребер и 2 грани по 6 ребер;
- третий вид ($5^{12} 6^4$) построен из 12 граней по 5 ребер и 4 граней по 6 ребер.

Радиусы полостей составляют 3,91 Å для (5^{12}), 4,33 Å для ($5^{12} 6^2$) и 4,68 Å для ($5^{12} 6^4$). В природе наблюдаются две структуры газогидратов – I и II. В структуре I содержатся полости первого и второго видов, соответственно 2 и 6 на каждый блок молекул льда, а в структуре II – полости первого и третьего видов, соответственно по 16 и 8 на блок.

Наиболее широко распространены газогидраты содержащие метан – метаногидраты. Именно они, как потенциальный источник энергии, являются объектом разведки и интенсивного изучения. Пять углеводородов, входящих в состав природных газов, образуют гидраты, этими компонентами являются: метан, этан, пропан, и-бутан и н-бутан, а также сероводород, азот и углекислый газ. Формулы гидратов указанных газов следующие: $\text{CH}_4 \cdot 6\text{H}_2\text{O}$; $\text{C}_2\text{H}_6 \cdot 8\text{H}_2\text{O}$; $\text{C}_3\text{H}_8 \cdot 17\text{H}_2\text{O}$; и- $\text{C}_4\text{H}_{10} \cdot 17\text{H}_2\text{O}$; $\text{H}_2\text{S} \cdot 6\text{H}_2\text{O}$; $\text{N}_2 \cdot 6\text{H}_2\text{O}$; $\text{CO}_2 \cdot 6\text{H}_2\text{O}$, из непредельных углеводородов гидраты образуют этилен (C_2H_4) и пропилен (C_3H_6).

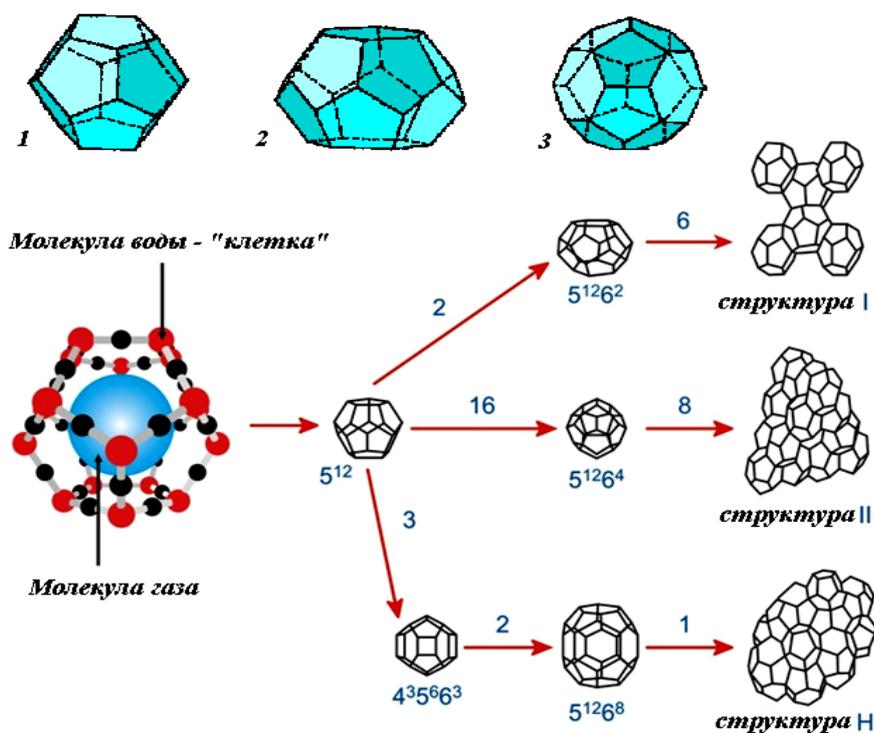
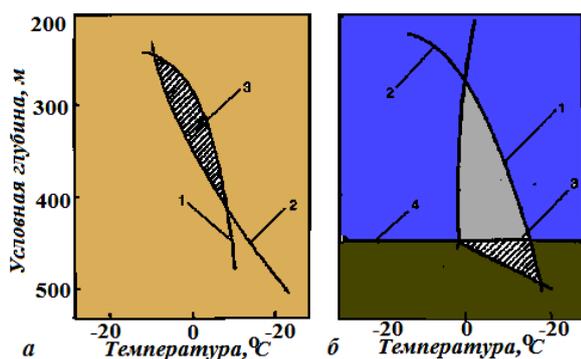


Рис. 2.30. Полости-многогранники клатратных каркасов и типы структур газогидратов

Гидраты могут содержать очень большое количество метана. Отношение числа молекул воды в каждом блоке к числу содержащихся в нем молекул метана составляет 1:5,75, что при нормальных давлении и температуре дает 164 объема метана на один объ-

ем метаногидрата, по другим расчетам на один объем метаногидрата приходится до 194 объемов метана [2].



Условные обозначения:
 1 – граница фазового состояния газогидратов;
 2 – температурная кривая;
 3 – область стабильного состояния газогидратов;
 4 – уровень дна океана

Рис. 2.31. Схематические фазовые диаграммы газогидратов: а – континентальные газогидраты; б – океанические газогидраты

На рис. 2.31 схематически показаны фазовые диаграммы метаногидратов при температурных градиентах, характерных для двух основных условий их залегания. Как видно из диаграмм, для каждого значения давления, определяемого глубиной залегания, лишь при небольшом увеличении температуры (или для заданной температуры лишь при небольшом уменьшении давления) сохраняется фазовое состояние воды и газа в форме газогидратов. Правее линии фазового состояния существование газогидратов невозможно – они диссоциируют с выделением метана. Область, расположенная левее температурной кривой, отвечает условиям, которые можно создать только в лаборатории, где температура и давление могут устанавливаться независимо друг от друга. В природных условиях, где температура объекта строго связана с глубиной его залегания, существование газогидратов в области, лежащей левее температурной кривой, не реально. Диаграммы фазового состояния континентальных и океанических газогидратов аналогичны, но газогидраты не образуются выше морского дна, поэтому область фазового состояния океанических газогидратов ограничивается сверху глубиной моря. Газогидраты стабильны в условиях определенного узкого диапазона температуры и давления, характерного для арктических широт в условиях вечной мерзлоты и для отложений под дном океанов и морей в пределах глубин в сотни метров. В верхних слоях, где давление мало, также нарушаются условия стабильности гидратов и они разлагаются.

Для образования гидратов в жидких индивидуальных углеводородах, по сравнению с газообразными, требуются более высокое давление и более низкие температуры. Образование гидратов в жидких углеводородах идет несравнимо медленнее, чем в газообразных. Кроме того, способствуют гидратообразованию такие факторы, как чистота воды, турбулентность потока, наличие центров кристаллизации и другие. Каждый индивидуальный углеводород характеризуется максимальной температурой, выше которой никаким повышением давления нельзя вызвать образование гидратов. Эта температура называется критической температурой гидратообразования, которая равна: для метана 21,5 °С; этана 14,5 °С; пропана 5,5 °С; и-бутана 2,5 °С и н-бутана 1 °С. В присутствии углекислого газа или сероводорода температура гидратообразования углеводородных газов значительно повышается, содержание азота снижает температуру гидратообразования.

Для образования залежей газогидратов необходимы не только термобарические условия, обеспечивающие их стабильность, но и наличие источника метана. Таким источником могут служить либо разлагающиеся органические вещества, в большом количестве присутствующие в донных отложениях морей и океанов, либо более глубоко расположенные залежи нефти или газа [2], откуда происходит миграция газа в верхние слои. В подошве интервалов, содержащих газогидраты, присутствует в том или ином количестве свобод-

ный газ. Результаты многих опытов показывают, что для образования гидратов необходимо, чтобы парциальное давление паров воды над гидратом было выше упругости паров в составе гидрата.

Одной из самых сложных проблем в разработке месторождений газогидратов является технология извлечения из них метана. Уникальный опыт добычи газа из газогидратов относится к эксплуатации сибирского месторождения Мессояха, на котором эксплуатировалась газовая залежь, залегающая намного ниже скопления газогидратов. Когда пластовое давление в этой залежи вследствие отбора газа упало, стабильность вышележащих газогидратов была нарушена и они начали выделять газ. В настоящее время существуют три способа воздействия на газогидраты, приводящие к нарушению условий их стабильности и, следовательно, к декомпозиции: снижение давления, повышение температуры и введение специальных жидких агентов, нарушающих стабильность газогидратов. Снижение давления более интенсивно разрушает стабильность газогидрата, чем температура, но наиболее эффективно совместное действие снижения давления и повышения температуры. Ни один из известных способов пока не доведен до приемлемой технологии.

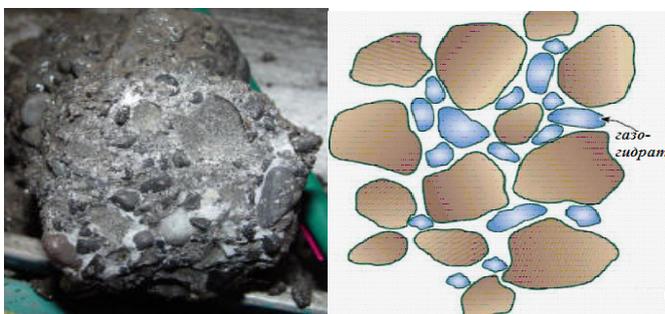


Рис. 2.32. Газогидраты (месторождение Малик, Канада) и схема их расположения в породе

ности вмещающих пород. Большинство таких пород, залегающих под дном океанов, характеризуются высокой пористостью, достигающей до 60 % и выше (рис. 2.32). Чаще всего в грунтах газогидраты находятся в виде гидрата-цемента, отдельных порфировых и линзовидных включений. Декомпозиция гидратов, когда они играют роль цемента, может вызвать катастрофическое снижение их прочности, что может привести к локальным подвижкам отложений, особенно опасным на склонах береговых погружений, где процессы могут напоминать сход лавин. С процессами диссоциации гидратов связывают наблюдающиеся во многих районах Земли подводные оползни, осадочные блоки и обвалы, действие подводных грязевых вулканов в Каспийском море и у берегов Панамы, выбросы газа в окрестностях острова Беннетта (Новосибирские острова) и в Охотском море. В последнем случае выбросы обусловлены газовым фонтаном, бьющим на глубине 770 м. Исследования с подводных аппаратов «Пайсис» обнаружили в районе фонтана характерные формы аномального поля: провальные воронки и ямы, поддонные ниши и пещеры, целую систему сообщающихся гротов. Примером последствий вмешательства человека в мир гидратов служат крупнейшие аварии в ходе научно-исследовательских экспедиций, послужившие причиной запретов на бурение в водах океана. Например, в 1989 г. компания «Сага петролеум АС» понесла убытки в размере 90 млн долларов при бурении скважины на севере Норвежского моря [55].

Другая проблема связана с влиянием газогидратов на окружающую среду. По мнению многих исследователей, газогидраты, особенно залегающие под дном океанов и морей, являются основным источником метана в атмосфере. Декомпозиция гидратов на большой площади, вызванная интенсивной эксплуатацией, может спровоцировать неконтролируемое выделение метана в атмосферу. Учитывая, что метан способствует возник-

Сложность разработки залежей газогидрата связана еще с тем, что плотность запасов метана в этих залежах намного меньше, чем на обычных месторождениях газа. Это не только создает дополнительные технические трудности, но и поднимает вопросы рентабельности эксплуатации месторождений.

Одной из серьезных проблем, вызывающих интерес инженера-геолога, связанных с разработкой газогидратов, является вопрос механической устойчи-

новению парникового эффекта почти в 25 раз сильнее углекислого газа, такая возможность серьезно беспокоит экологов [55].

Процессы гидратообразования могут быть широко использованы в различных отраслях человеческой деятельности, в частности для хранения больших объемов газа (в том числе неустойчивых и взрывоопасных), в технологиях очистки и разделения газов, бескомпрессорном создании высоких давлений. Имеются предложения применения газогидратов для опреснения морской воды, а в 1961 году Л. Полинг предложил теорию анестезии, основанную на образовании микрокристаллов газовых гидратов в нервных волокнах. Выдвинуты также идеи о захоронении парниковых и токсичных газов в форме газогидратов на дне Мирового океана с целью оздоровления экологической ситуации на Земле.

2.4. Жидкая компонента грунтов

2.4.1. Распространение, классификация, состав и свойства жидкой компоненты грунтов

Жидкая компонента – важнейшая составная часть большинства грунтов. Пространственно вода и другие жидкости находятся в грунтах благодаря наличию в них всевозможных пустот (трещин, пор, каналов и др.), которые занимают вода или другие жидкости благодаря своей высокой подвижности. Установлено, что ниже уровня грунтовых вод до глубин около 4...5 км и более практически все пустоты горных пород (за исключением углеводородных залежей) заполнены водными растворами, образующими в пределах литосферы региональные неразрывные макроскопические системы гидросферы. Подземные воды составляют 60 млн км³, огромные количества воды (13...15 млрд км³) сосредоточены в более глубоких недрах мантии земли. Ежегодное поступление воды из мантии и магматических очагов составляет около 1 км³. В земной коре значительные количества воды находятся в связанном состоянии, входя в состав некоторых минералов и горных пород (гипс, гидратированные формы кремнезёма, гидросиликаты и др.).

По химическому составу жидкости можно разделить на *неорганические, органические и смешанные*, включая и эмульсии, по условиям формирования выделяют подземные воды: выщелачивания, седиментационные, возрожденные и т. д., а по преобладающим ингредиентам химического состава – гидрокарбонатные, сульфатные, хлоридные и т. д.

Количественное содержание жидкости в грунте может оцениваться характеристиками физических свойств: объемной и весовой влажностью, в глинистых грунтах показателями консистенции, а также другими параметрами, приведенными в разделе физические свойства. Некоторые показатели, характеризующие содержание влаги в грунтах, являются классификационными. Грунты подразделяются на разновидности согласно [34] (табл. 2.2 и 2.3):

- по степени размягчаемости K_{sof} ;
- по коэффициенту водонасыщения S_r ;
- по числу пластичности I_p ;
- по показателю текучести I_l .

Особенности воды определяет ее молекулярная структура – вода состоит из двух атомов водорода и одного атома кислорода, три ядра в молекуле образуют равнобедренный треугольник с протонами в основании и кислородом в вершине (рис. 2.33, а). На внешней оболочке атома кислорода находится четыре электрона, а у водорода – один. Распределение электронной плотности в молекуле таково, что создаются 4 полюса зарядов: 2 положительных, связанных с атомами водорода, и 2 отрицательных, связанных с электронными облаками необобществлённых пар электронов атома кислорода. Указанные 4 полюса зарядов располагаются в вершинах тетраэдра (рис. 2.33, в). Благодаря этой полярности вода имеет высо-

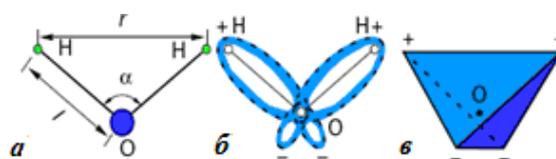


Рис. 2.33. Строение молекулы воды [66]: а – структура; б – модель электронных орбиталей; в – распределение зарядов (r – длина связей Н–О равная $1,41 \cdot 10^{-4}$ мкм; l – длина связи Н–О, равная $0,96 \cdot 10^{-4}$; α – угол Н–О–Н, равный $104,5^\circ$)

кий дипольный момент (1,86 D), а четыре полюса зарядов позволяют каждой молекуле образовать четыре водородные связи с соседними (такими же) молекулами (например, в кристаллах льда). В итоге каждая молекула участвует в образовании четырех водородных связей с соседними четырьмя молекулами воды: с двумя выступая как донор, а с двумя другими – как акцептор. В отличие от структуры молекулы воды собственно структура жидкой воды до сих пор окончательно не выяснена. Наилучшее согласие с экспериментом дают так называемые континуальные модели воды, предполагающие существование трехмерного достаточно рыхлого непрерывного «каркаса» из молекул воды, соединенных водородными связями приблизительно в тетраэдрической координации.

Вода жидкой компоненты, находящаяся в грунтах, энергетически неоднородна: молекулы воды в непосредственной близости от минеральной поверхности испытывают силы притяжения, которые искажают ее структуру. Кроме того, большой вклад в «связывание» молекул воды вносят гидратирующиеся обменные катионы, содержащиеся в грунте.

В грунтоведении вода в грунтах подразделяется на свободную, связанную и воду переходного типа. В табл. 2.23 приведена классификация грунтовых вод Р.И. Злочевской [50].

Свободная вода (табл. 2.24), обладающая физическими свойствами обычной воды, в грунтах делится на два вида [66]:

- *вода замкнутая* (иммобилизованная) в крупных порах породы и поэтому не участвующая в процессах фильтрации и движения подземных вод;
- *текучая свободная вода* (вода грунтового потока), которая движется под действием силы тяжести или напора.

Свободная вода может перемещаться в грунтах по крупным порам, трещинам путем фильтрации под действием силы тяжести или напора, она образует горизонты подземных вод и обладает обычными для воды физическими свойствами и неискаженной структурой.

Таблица 2.24

Классификация грунтовых вод [50]

Категория (тип) воды	Виды и разновидности воды
Свободная вода	Замкнутая в крупных порах Текучая
Вода переходного типа	Осмотически-поглощенная вода Капиллярная вода (капиллярной конденсации и капиллярного впитывания)
Связанная вода	Вода кристаллической решетки минералов (конституционная, кристаллизационно-связанная) Адсорбционная вода (мономолекулярной и полимолекулярной адсорбции)

Первые представления о связанной воде возникли почти сто лет назад, однако ее систематические исследования начались лишь в 20–30-е гг. В разработку теории связанной воды внесли большой вклад такие ученые, как Б.В. Дерягин, А.В. Думанский, П.А. Ребиндер, Н.В. Чураев, В. Дрост-Хансен, а ее свойства в грунтах всесторонне исследовали А.Ф. Лебедев, С. Маттсон, А.А. Роде, В.А. Приклонский, Е.М. Сергеев, Ф.Д. Овчаренко, А.К. Ларионов, Ю.И. Тарасевич, Р.И. Злочевская, В.А. Королев, Л.И. Кульчицкий, А.Д. Воронин и др.

Связанная вода удерживается в породе за счет химических и физических сил связи (с энергией 0,1...800 кДж/моль), действующих со стороны поверхности минералов и изменяющих структуру и свойства воды. Суммарное содержание связанной воды в литосфере земли составляет 0,31...0,35 млрд км³, т. е. около 42 % от общего количества воды в земной коре.

Связанная вода бывает двух видов. *К первому виду* относится вода, входящая в состав кристаллических решеток различных минералов. Это конституционная, не молекулярная форма воды типа ОН-групп, кристаллизационная вода различных кристаллогидра-

тов (если они есть в данной горной породе), а также вода, «связанная» координационно-ненасыщенными атомами и ионами кристаллической решетки минералов. Ко второму виду относится адсорбционная вода, образующаяся за счет адсорбционного «притяжения» молекул воды к активным адсорбционным центрам поверхности минералов.

Связанная вода образует адсорбционные пленки толщиной в один или несколько молекулярных слоев и содержится в грунтах в порах или микротрещинах размером менее 0,001 мкм. Среди нее выделяются две разновидности: с наибольшей энергией притяжения к поверхности (около 40...120 кДж/моль) – вода островной или мономолекулярной адсорбции, с меньшей энергией связи (менее 40 кДж/моль) – вода полимолекулярной (полислойной) адсорбции. У этого типа воды физические свойства в наибольшей степени отличаются от свободной.

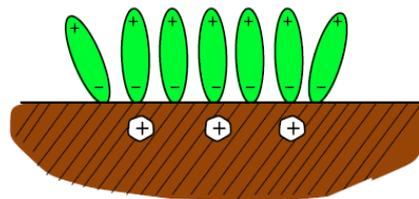


Рис. 2.34. Ориентация молекул воды на поверхности минерала [66]

Твердые поверхности минералов обладают гидрофильными свойствами, что обуславливает ориентацию молекул воды, представляющих собой диполи (рис. 2.34). Установлено, что молекулы воды ориентированы нормально к твердой поверхности. Ориентация молекул вызвана действием электростатического притяжения и проявляется макроскопически в виде снижения тангенциальной подвижности молекул в слое толщиной несколько нанометров.

Аномальные особенности связанной воды были установлены для таких ее свойств, как плотность, вязкость, диэлектрическая проницаемость и др. [66]. Установлено, что плотность связанной воды в тонких пленках толщиной около 5 нм (нанометров) повышена на 1,5 % по сравнению со свободной водой и составляет в среднем около 1,02 г/см³. Ранее считалось, что плотность связанной воды 1,2...1,4 г/см³ (по некоторым данным 1,8...2,4 г/см³).

Прямые измерения вязкости воды в очень тонких кварцевых капиллярах и тонкопористых стеклах показали, что вязкость связанной воды повышается при уменьшении толщины пленки менее 1 мкм: при толщине пленки 0,2...0,3 мкм ее вязкость повышена по сравнению со свободной водой в 1,1 раза, при толщине 10 нм повышена в 1,6 раза (рис. 2.35).

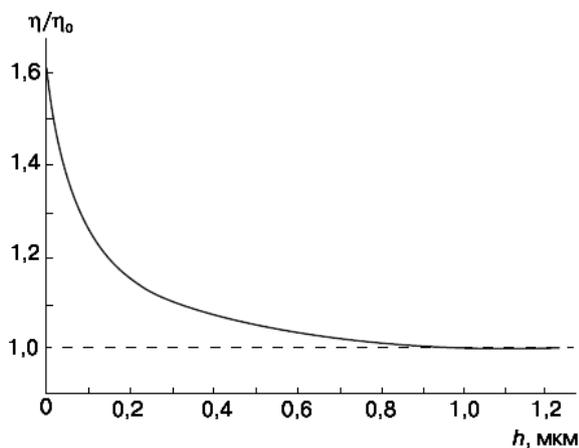


Рис. 2.35. Зависимость относительной вязкости связанной воды (η/η_0) от толщины водной пленки (h): η – вязкость связанной воды; η_0 – вязкость свободной воды [66]

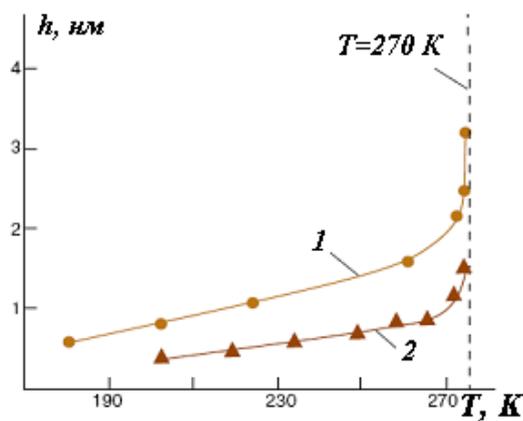


Рис. 2.36. Толщина пленки (h) незамерзшей воды в зависимости от температуры: 1 – каолиновая глина; 2 – монтмориллонитовая глина [66]

Структурные эффекты аномальных свойств связанной воды хорошо прослеживаются в опытах по исследованию их температурной зависимости. Так, при повышении температуры вязкость связанной воды снижается и при температуре 65...70 °С становится такой же, как и у свободной воды, т. е. при нагревании происходит тепловое разрушение структуры связанной воды, уменьшение толщины ее граничной фазы с искаженной структурой

и переход в свободную воду. При понижении температуры, напротив, происходит обратное явление – структурирование связанной воды.

Известно, что фазовый переход вода–лед происходит при 0 °С (273 К). Однако в пленках связанной структурированной воды он осуществляется при более низких отрицательных температурах, и чем тоньше пленка воды, тем при более низкой температуре она замерзает. На рис. 2.36 показана температурная зависимость толщины пленки незамерзшей связанной воды на поверхности таких широко распространенных глинистых минералов, как каолинит и монтмориллонит. Основная причина понижения температуры замерзания связанной воды – взаимодействие ее с твердой минеральной поверхностью, точнее – с ее активными центрами. Энергия взаимодействия молекул воды с активными центрами поверхности минералов, а также с находящимися в поровом растворе ионами больше, чем энергия взаимодействия молекул воды между собой. Это и приводит к тому, что активный центр нарушает сетку водородных связей в воде, а фазовый переход осуществляется лишь при более низкой температуре. В итоге, в дисперсной породе на границе между частицей и льдом может существовать прослойка незамерзшей воды (рис. 2.37), а общее ее содержание зависит от температуры (рис. 2.36).



Рис. 2.37. Состояние незамерзшей воды в грунтах [66]

Не менее интересным свойством связанной воды в грунтах является ее пониженная по сравнению со свободной водой растворяющая способность; первая способна растворять меньше солей, чем обычная (свободная) вода. Это также следствие измененной структуры связанной воды. Теория нерастворяющего объема, объясняющая это аномальное свойство связанной воды, была разработана Б.В. Дерягиным, а само явление нашло много практических приложений, в том числе на нем основан один из прямых способов определения количества связанной воды в грунтах.

Другое аномальное свойство связанной воды – понижение в несколько раз по сравнению со свободной водой ее диэлектрической проницаемости. Если для обычной воды диэлектрическая проницаемость равна 81, то для связанной она уменьшается в зависимости от толщины водной пленки до 3...40. По последним данным, прослойки связанной воды толщиной 0,5...0,6 нм имеют диэлектрическую проницаемость, равную всего 3...4.

Структурные изменения связанной воды обуславливают изменение ее температуропроводности. Снижение температуропроводности связанной воды по сравнению со свободной водой начинает проявляться в водных пленках и прослойках толщиной менее 1 мкм. Чем тоньше слой связанной воды, тем в большей мере понижена ее температуропроводность. В прослойках толщиной 0,03 мкм температуропроводность понижена примерно на 30 % по сравнению со свободной.

Для удаления и перемещения связанной воды, особенно находящейся ближе к поверхности твердых частиц, требуются значительные силовые воздействия. Однако если две одинаковые соседние частицы грунта имеют разные по толщине пленки связанной воды, то

вода из толстой пленки перемещается в тонкую, пока толщина пленок не станет одинаковой. Поэтому в случае высыхания верхних слоев грунта и, как следствие, местного уменьшения толщины пленок вокруг частиц, в природе наблюдается *миграция влаги* из нижних слоев глинистого грунта, содержащих больше воды, к верхним слоям. Молекулы внешних зон слоя связанной воды могут отрываться потоком фильтрующей свободной воды, а также выжиматься из контактов между твердыми частицами при приложении нагрузки. В результате две частицы, прижатые одна к другой внешней нагрузкой, имеют в зоне контакта уменьшенную толщину пленок связанной воды.

В грунтах, где есть связанная вода, а она практически всегда имеет место, необходимо очень осторожно использовать закон Архимеда. Выталкивающее действие воды определено Архимедом для открытой свободной воды. В грунтах, где нет явно выраженного уровня подземных вод, все усложняется. В суглинках и особенно в глинах взвешивающее действие воды в подавляющем числе случаев не проявляется в полной мере.

Вода переходного типа (от связанной к свободной) в меньшей степени подвергается действию поверхностных сил, она удерживается вблизи поверхности минералов за счет более слабых связей. Поэтому ее структура менее искажена, а отличия в физических свойствах по сравнению со свободной водой менее значительны. В пределах этого типа выделяется два вида воды: *осмотически поглощенная* и *капиллярная*.

Первый вид – осмотически поглощенная вода – образуется в грунтах за счет процессов избирательной диффузии молекул воды в направлении к минеральной поверхности, обусловлена наличием у последней «ионной атмосферы», так называемого двойного электрического слоя, состоящего обычно из катионов порового раствора, «концентрирующих» отрицательный заряд минеральных частиц.

Двойной электрический слой (рис. 2.38) имеет две части: внутреннюю, называемую адсорбционным слоем (*c*), и внешнюю – диффузный слой (*d*). Концентрация катионов экспоненциально увеличивается по нормали к минеральной поверхности, и это обуславливает наличие градиента концентрации, вызывающего «осмотическое» передвижение молекул воды из объема свободного порового раствора (*e*) в пределы двойного, электрического слоя (*d*). Образующаяся таким образом осмотическая вода занимает внешнюю часть двойного электрического слоя – диффузный слой. Эту воду назвали «осмотической» потому, что ее образование связано с явлением микроскопического поверхностного осмоса, напоминающего обычный макроскопический осмос – движение воды через полупроницаемую мембрану (т. е. пропускающую относительно малые по размеру молекулы воды; но не пропускающую более крупные катионы). В грунтах роль этой полупроницаемой мембраны выполняет внешняя граница двойного электрического слоя (рис. 2.38).

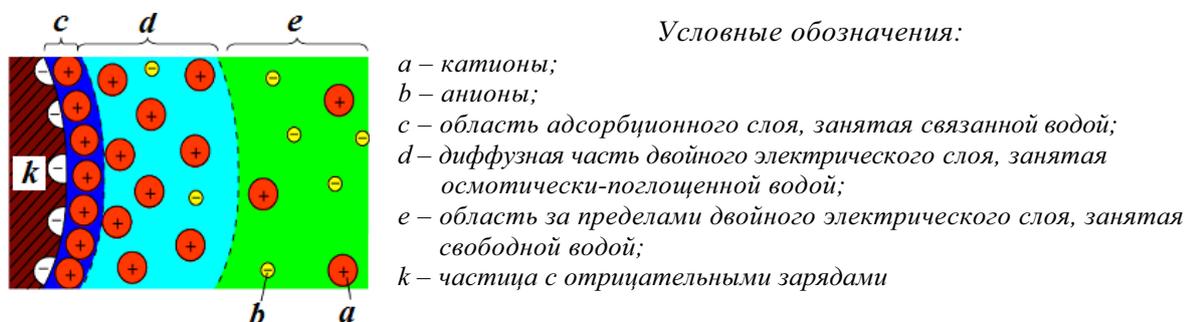


Рис. 2.38. Образование осмотически-поглощенной воды вблизи отрицательно заряженной минеральной частицы [66]

Второй вид воды переходного состояния – капиллярная вода – образуется в порах капиллярного размера (диаметром от 10^{-3} до 10^3 мкм) за счет капиллярного давления и удерживается в горной породе капиллярными силами водных менисков (силами поверхностного натяжения), образующихся на границе фаз вода–воздух–твердая поверхность. В этом случае на каждой границе газа с водой также образуются мениски, которые вызывают растягивающие напряжения (отрицательные давления) в воде и сжимающие напряжения в твердой фазе грунта, интенсивность которых зависит от кривизны менисков, т. е. в значительной мере от размеров пор или частиц грунта. В результате сухой сыпучий песок при его небольшом увлажнении приобретает связанность и может держать хотя и сравнительно небольшие, но вертикальные откосы. При высыхании или значительном увлажнении мениски и силы внутреннего капиллярного давления исчезают и песок снова становится сыпучим. Капиллярные силы практически не меняют структуры воды и поэтому капиллярная вода по основным физическим свойствам практически не отличается от свободной.

Высотой капиллярного поднятия в грунте h_c называется высота столба воды, который могут удерживать капиллярные силы (поверхностное натяжение, развивающееся в порах горной породы на границе раздела вода–воздух).

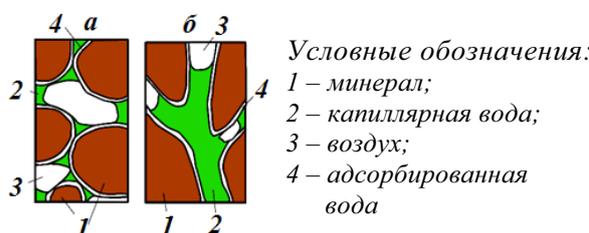


Рис. 2.39. Состояние капиллярной воды в грунтах: а – капиллярно-конденсированная вода, б – собственно-капиллярная вода [66]

Высота капиллярного поднятия пропорциональна диаметру капилляров грунта: $h_c = \pm 2T \cos \alpha / r \rho g$, где T – поверхностное натяжение, α – угол смачивания, ρ – плотность жидкости.

По высоте капиллярного поднятия выделяют грунты:

- с малой высотой $h_c \leq 1,0$;
- со средней высотой $1,0 < h_c \leq 2,5$;
- с большой высотой $h_c > 2,5$.

Высота капиллярного поднятия для некоторых грунтов указана в табл. 2.25.

Капиллярная вода в грунтах может формироваться [66]:

1) за счет явления капиллярной конденсации, когда молекулы воды постепенно конденсируются на поверхности пленки адсорбированной влаги, обволакивающей частицы породы, и, сливаясь в местах контакта (на стыке частиц), образуют водные мениски (рис. 2.39, а);

2) за счет капиллярного впитывания воды под действием сил поверхностного натяжения по сообщающимся порам, трещинам и каналам при контакте породы со свободной водой (рис. 2.39, б).

Таблица 2.25

Высота капиллярного поднятия для дисперсных грунтов

Грунты	Капиллярное поднятие, см
Песок крупнозернистый	2,0...3,5
Песок среднезернистый	12,0...35,0
Песок мелкозернистый	35,0...120,0
Супесь	120,0...350,0
Суглинок	350,0...650,0
Глина легкая	650,0...1200,0
Лёссовидные грунты	400,0 и более
Илы, торфа	До 2500,0 и более

Воду капиллярного впитывания иногда подразделяют по ее положению в грунтовом массиве на две категории:

1) *собственно капиллярную* (поднимающуюся вверх от зеркала грунтовых вод и формирующую так называемую капиллярную кайму);

2) *капиллярно-подвешенную*, которая образуется, например, при инфильтрации осадков, не имеет контакта с поверхностью грунтовых вод и распространяется во все стороны от источника увлажнения [50, 66].

2.5. Газовая компонента грунтов

2.5.1. Распространение, состав и свойства газовой компоненты грунта

Газы в любом состоянии оказывают влияние на различные свойства грунтов. Поскольку физические характеристики газов резко отличны от аналогичных параметров твердой и жидкой части грунта, то наиболее существенно от газосодержания зависят физические характеристики грунтов – их плотности, теплофизические параметры (теплоемкость, теплопроводность и др.), проницаемость, а также физико-механические свойства.

Состояние газов в грунтах. Газы в порах грунтов могут находиться в *свободном, адсорбированном и заземленном состоянии; они могут присутствовать в воде, заполняющей поры, в виде мелких пузырьков или в растворенном состоянии*. На изменение физических и физико-механических характеристик грунтов влияет содержание как адсорбированных, так и свободных и заземленных газов.

Свободные газы содержатся в сообщающихся порах грунта, т. е. их количество зависит от открытой пористости грунта и степени его водонасыщения S_r . Исследования показывают, что свободный воздух может находиться в грунтах лишь при небольшой степени влажности – при $S_r < 0,5 \dots 0,6$. При увеличении S_r до $0,8 \dots 0,9$ свободные газы постепенно заземляются в порах капиллярной водой и переходят в категорию заземленных. Свободные газы в грунтах зоны аэрации находятся под атмосферным давлением, а в грунтах, отделенных от атмосферы малопроницаемыми породами, они могут находиться под высоким давлением, вплоть до образования сжиженных газов. Давление в свободном газе определяется законом Клапейрона–Менделеева.

Адсорбированные газы удерживаются на поверхности грунтовых частиц под воздействием молекулярных сил притяжения. Благодаря этим силам в сухом грунте на поверхности частиц образуются полимолекулярные газовые «пленки», нижние слои которых находятся под давлением в несколько десятков или даже сотен мегапаскалей; верхние слои менее прочно связаны с грунтовыми частицами (испытываемое ими давление близко к атмосферному). Количество адсорбированных газов в грунтах зависит от их минерального состава, присутствия гумуса и других органических веществ, от дисперсности и величины пористости грунтов. Обычно содержание адсорбированных газов в почвах подзолистой полосы колеблется от 2 до 7 см³ на 100 г почвы, а для чернозема – в пределах 8...15 см³ на 100 г почвы. С ростом дисперсности грунта количество адсорбированных газов в нем увеличивается. Для кварцевого мелкозернистого песка содержание адсорбированных газов было меньше 1 см³ на 100 г, т. е. в несколько раз меньше его обычного содержания в почвах. Интенсивность адсорбции элементов, составляющих газовую компоненту, на поверхности минеральных частиц меняется в ряду: $\text{CO}_2 > \text{N}_2 > \text{O}_2 > \text{H}_2$, поэтому адсорбированные газы по составу отличаются от газов, находящихся в свободном состоянии. При увлажнении грунта происходит вытеснение адсорбированных газов водной пленкой.

Заземленные газы образуются на отдельных участках грунта при одновременном избыточном увлажнении снизу и сверху. Заземленные газы могут занимать значительные участки внутри грунтов или находиться только в небольших количествах в тончайших микропорах. В отличие от адсорбированных, максимальное количество заземленных газов образуется при оптимальной влажности грунта. Заземленные газы могут занимать в глинистых грунтах до 20...25 % от объема пор. Давление в пузырьках заземленного воздуха зависит от поверхностного натяжения воды на контакте с воздухом. Оно превышает давление в окружающей капиллярной воде на величину капиллярного давления, опреде-

ляемого уравнением Лапласа: $P_{\text{кап}} = 2\sigma/r$, где σ – коэффициент поверхностного натяжения воды; r – радиус пузырька заземленного воздуха.

Растворенные газы образуются за счет растворения в поровом растворе. При этом в зависимости от состава газа и растворителя могут формироваться поровые растворы, обуславливающие их различную химическую агрессивность, например углекислотную (при растворении CO_2 в воде), сернокислотную и др. Согласно закону Генри, отношение мольного объема растворенного газа к объему жидкости при данной температуре и давлении – величина постоянная, называемая коэффициентом растворимости, или коэффициентом Генри. В то же время следует иметь в виду, что многие газы (например, HNO_2 , NH_4 , CH_2O , SO_2 и др.) могут обладать повышенной растворимостью за счет образования и в растворе других химических форм. На образование растворенных газов существенно влияет температура и давление: с увеличением давления растворимость большинства газов возрастает, поэтому их количество в земной коре увеличивается с глубиной. Но по мере нагревания воды количество растворенного воздуха в ней уменьшается.

Сопоставление количества газов, сосредоточенных в месторождениях нефти, газа, угля и рассеянных в породах, показывает, что основная масса присутствует в осадочных породах в рассеянном состоянии [50].

Состояние газов в грунтах криолитозоны отличается от аналогичных талых или немерзлых грунтов. Это обусловлено особенностями и характером термодинамического равновесия газов, незамерзшей воды и льда в мерзлых грунтах. Газы способны растворяться во льду, хотя не так интенсивно, как в воде. Так, растворимость метана во льду ниже растворимости в воде на 3 порядка [50].

Заземленные газы в порах грунта часто находятся под давлением, создаваемым разными причинами, например движением фронта промерзания, фазовыми переходами в промерзающей породе (кристаллизационный давлением), капиллярной пропиткой толщи, увеличением гидростатического давления, увеличением температуры и др. В состоянии равновесия это давление равно давлению в жидкой фазе, контактирующей с газом и обуславливающей так называемое поровое давление. Величина порового давления влияет на многие физико-механические свойства грунтов, в частности на их прочность и сжимаемость под нагрузкой. Сжимаясь, пузырьки заземленных газов уменьшают свой объем и при определенном соотношении диаметра и размера пор могут перейти из заземленного состояния в свободное, что может сопровождаться резким прорывом газов из пор грунта и сбросом порового давления. Подобное явление может вызывать разрушение земляных насыпей, дамб и т. п. [49].

Газы в грунтах по условиям и особенностям генезиса могут быть *природного и антропогенного (техногенного)* происхождения. Среди газов *природного происхождения* выделяется три генетических типа газов – *геологического, атмосферного и биологического происхождения*. Природные газы могут быть *сингенетическими* (т. е. образованными одновременно с формированием породы) и *эпигенетическими* (т. е. поступившими в грунт в результате газообмена с соседними толщами или с атмосферой).

Газы геологического происхождения (эндогенного и экзогенного) формируются в ходе магматических (вулканических), метаморфических и радиогенных осадочных процессов. Состав и особенности газов подземной атмосферы в разных частях земной коры неодинаковы [50].

Вулканические газы, поступающие вместе с магмой из глубоких недр Земли, связаны с дегазацией. Главными в их составе являются пары воды (до 90...95 %), затем следуют CO_2 , H_2 , SO_2 , H_2S , HCl , HF , в виде примесей в них содержатся N_2 , NH_3 , Ar , He и органические соединения.

В газах гидротермальных источников определено более 60 неорганических и органических соединений, последние представлены углеводородами, легколетучими карбонильными соединениями, спиртами, галогенуглеводородами.

Газы образуются также в результате катагенетического преобразования органического вещества. В основном это метан и другие горючие углеводороды. Для нефтяных месторождений характерны CH_4 , тяжелые углеводородные газы (ТУ), N и CO_2 , а в качестве примесей – H_2S , H и благородные газы. В газовых месторождениях набор такой же, но ТУ обычно присутствуют как примеси. Тот же видовой газовый состав типичен и для районов месторождений каменного угля, но среди основных газов следует назвать только катагенетический метан, все прочие образуют примеси.

Метаморфические газы образуются на последующих (вслед за катагенезом) стадиях метаморфизма горных пород вплоть до их расплавления, при котором выделяются так называемые газы возрождения. Наибольшие газовыделения на поверхность Земли обычно связаны с зонами тектонических нарушений. В составе таких газов присутствуют пары воды H_2O , а также CO_2 , N_2 , H_2S и H_2 ; основным компонентом является CO_2 , за ним по величине средней концентрации и частоте встречаемости следует N_2 .

Радиогенные газы представлены благородными газами. Гелий, радон и аргон-40 составляют основную долю радиогенных газов в грунтах. Уран и торий в процессе радиоактивного распада генерируют альфа-частицы, которые есть не что иное, как ядра элемента гелия.

Газы зоны аэрации представлены CO_2 , H_2 , O_2 , наиболее важные примеси – Ar (и другие благородные газы), CH_4 , H_2 . Преимущественно воздушными по происхождению являются азот, кислород и благородные газы. В почвенной части грунтовой толщи кислорода и азота, как правило, меньше, чем в атмосфере. Это объясняется тем, что в почве происходят процессы их поглощения и выделение углекислоты. Общее количество водяного пара в грунте не превышает 0,001 % от веса грунта. Газы грунтов зоны аэрации чаще всего являются эпигенетическими, так как содержат примеси, поступающие из атмосферы.

Биогенные газы формируются за счет жизнедеятельности в них различных организмов – от одноклеточных бактерий до высших растений, животных. Биогенные газы в грунтах представляют главным образом органические соединения. Природные горючие газы состоят из метана (до 98 %), а также из смеси этана, пропана, бутана, изобутана и пентана. Шахтный метан возникает в процессе трансформации органических остатков в уголь под влиянием высоких давлений и температур.

Интенсивность выделения метана из болот меняется в широких пределах. Величина эмиссии метана в западносибирских болотах колеблется, по данным Н.М. Бажина (2000), в интервале от 0,1 до 40 мг/(м²ч). Кроме метана биохимическим путем (в основном при бактериальном разложении, реже при восстановлении минеральных солей) образуется углекислый газ (CO_2), сероводород (H_2S), водород (H_2). При этом наибольшее значение среди газов имеет CO_2 , количество которого в почвенном воздухе составляет от 0,2 до 2 % (по объему).

Техногенные газы являются результатом хозяйственной деятельности человека. В грунтах на городских территориях содержится широкий спектр органических газов. Захороненные отходы выделяют в окружающий толщ серосодержащие газообразные соединения (диметилсульфид, диметилдисульфид, сероуглерод и др.), ароматические и непредельные углеводороды, терпены, спирты и карбонильные соединения, а в наибольших количествах – метан. Наиболее опасны долгоживущие газообразные загрязнители грунтов типа диоксинов, являющихся экотоксикантами.

По химическому составу по преобладающему компоненту все газы в грунтах делятся на три основные группы: углеводородные, азотные, углекислотные. Чистые газы в грунтах практически никогда не встречаются: из-за способности газов легко смешиваться друг с другом они чаще всего в грунтах представляют собой газовые смеси сложного состава [50].

В горной промышленности количество газов, содержащихся в грунтах, определяют **газообильность горных выработок**, под которой понимается объем поступающего в выработку газа за единицу времени (абсолютная газообильность горной выработки) или объем выделяемого газа, отнесенный к массе или объему разрабатываемых горных пород, угля или руды (относительная газообильность). С повышенным давлением газов в горных

породах связаны и так называемые *газодинамические явления*. К ним относятся быстро протекающие разрушения газоносных пластов угля, руд и горных пород в призабойных частях подготовительных и очистительных выработок, сопровождающиеся повышенным выделением газа и перемещением или выбросом разрушенных масс горных пород. Кроме того, сжимаемость порового заземленного газа может придавать грунту своеобразные демпфирующие свойства при действии на грунт внешнего давления. При этом с увеличением давления грунт будет сжиматься и уменьшаться в объеме, а при сбросе давления грунт будет расширяться, восстанавливая свой объем. Сжимаемость заземленных газов в грунтах может обуславливать и длительную осадку сооружений.

Техногенное загрязнение органическими веществами подземного пространства в сочетании с воздействием погребенных болотных отложений способствует значительной активизации микробиологической деятельности отдельных физиологических групп микроорганизмов либо микробиоты в целом. Кроме того, важным условием жизнеспособности микробиоты в подземном пространстве города служат застойный гидродинамический режим верхних водоносных горизонтов и отепляющее воздействие наземных сооружений и подземных коммуникаций. Жизнедеятельность микроорганизмов в грунте сопровождается накоплением живых и мертвых клеток микроорганизмов, продуктов их метаболизма, среди которых наиболее активное воздействие оказывают ферменты, органические кислоты, а также генерируемые ими газы. Основным продуктом дыхания микроорганизмов является CO_2 . Достаточно часто в подземном пространстве города наблюдается биогенная сульфатредукция. В результате этой реакции выделяющийся сероводород даже в небольших концентрациях (3 мг/л) приводит к резкому снижению Eh среды. Генерация сероводорода способствует образованию вторичного сульфидного минерала – гидротроилита ($\text{FeS} \cdot n\text{H}_2\text{O}$), который ухудшает водные и механические свойства грунтов. Растворенные в поровом растворе газы в зависимости от состава формируют химическую агрессивность. Газы CO_2 и H_2S хорошо растворяются в воде и повышают ее агрессивность по отношению к строительным материалам подземных конструкций зданий и сооружений. Известно, что развитие процесса карстообразования в карбонатных породах резко усиливается при увеличении содержания в порах растворенного углекислого газа. Окисление H_2S способствует росту содержания сульфат-иона и снижению величины pH подземных вод ниже 4, что вызывает коррозию металла, бетонов, а также природных камней, которые применялись для строительства фундаментов и подземных частей сооружений в XVII–XIX вв., известняков и песчаников на карбонатном цементе. Окисление метана, образующегося в результате биохимической генерации, сопровождается образованием CO_2 и воды, что формирует углекислую агрессивность вод по отношению к бетону, строительным растворам, изготовленным на основе извести и гидравлического вяжущего [118].

2.5.2. Характеристики газовой компоненты грунта

Газоносностью называется общее количество свободных и адсорбированных газов, содержащихся в единице массы или объема грунта в природных условиях. В соответствии с этим выделяют два показателя [50]: объемную и массовую газоносность.

Газосодержание грунта Γ , %, характеризует относительный объем газа, содержащийся в порах грунта. Оно численно равно отношению объема газа, занимаемого в порах грунта, к объему всего грунта:

$$\Gamma = \frac{\text{объем газов в порах}}{\text{объем грунта}} = \frac{V_r}{V_{tot}} \cdot 100 \%,$$

где V_r – объем газа, занимаемый в порах грунта; V_{tot} – объем грунта. Величина Γ измеряется в %, зависит от влажности и меняется от нуля (при отсутствии газов и полном водона-

сыщении) до величины, соответствующей пористости данного грунта (при полном заполнении пор воздухом).

Массовая газоносность Γ_m , см³/г, характеризует общее содержание свободных адсорбированных газов в единице массы грунта (m) и численно равна объему газа, содержащемуся в 1 г грунта при данных условиях (давлении):

$$\Gamma_m = \frac{\text{объем газов в порах}}{\text{масса грунта}} = \frac{V_r}{m}.$$

Для оценки степени заполнения пор газом используют **коэффициент воздухоудержания** или аэрации G_r , который равен отношению объема газа в порах (V_r) к общему объему пор (V_n) грунта:

$$G_r = \frac{\text{объем газов в порах}}{\text{общий объем пор}} = \frac{V_r}{V_n}.$$

Если в порах кроме воздуха содержится и вода, то коэффициент аэрации рассчитывают через степень влажности грунта по формуле $G_r = 1 - S_r$. Измеряется G_r в долях единицы и меняется в пределах от 0 (при отсутствии газа в порах) до 1 (при полном насыщении пор газом) [50].

2.6. Биотическая компонента грунтов

2.6.1. Распространение, состав биоты грунтов

Научно-техническое сопровождение проектирования, строительства и реконструкции сооружений различного назначения должно включать в себя анализ специфики существующих загрязнений биотой подземного пространства, наличие или возможность микро- и макробиологического поражения грунтов, влияние этих процессов на изменение несущей способности песчано-глинистых пород, определяющей устойчивость и безопасность функционирования исследуемых объектов.

Биота (микробиота) – вся совокупность организмов (микроорганизмов), совместно населяющая материал (среду) независимо от функциональных связей между ними. К биотической составляющей грунтов относятся различные организмы, для которых грунты служат временной или постоянной средой обитания. Область существования живых организмов в пределах литосферы называется литобиосферой, которая является частью биосферы. Верхняя граница литобиосферы – это дневная поверхность земли, а нижняя определяется глубиной проникновения жизни в горные породы. Бактерии, окисляющие углеводороды и образующие горючие газы (CH₄, H₂, H₂S), прослеживались в разрезе Северного Устья до глубины 1100 м, а в водах Северного Кавказа – ниже 2000 м. Микроорганизмы могут существовать в грунтах при самых разнообразных условиях: одни – при температуре минус 7°, другие – в кипящих источниках [50].

Размеры почвенных животных также варьируют широко. По размеру особей представителей почвенной фауны делят на группы (по Башелье, 1963) [60]:

- **микрофауна** – менее 0,2 мм – простейшие, нематоды, ризоподы, эхинококки, обитающие во влажной среде внутри агрегатов;
- **мезофауна** – от 0,2 до 4 мм – микроартроподы, мельчайшие насекомые, некоторые мириаподы и черви, обитающие во внутриагрегатных и межагрегатных влажных порах; **макрофауна** – от 4 до 80 мм – земляные черви, моллюски, мириаподы, насекомые (муравьи, термиты и др.);
- **мегафауна** – животные размером более 80 мм – крупные насекомые, крабы, скорпионы, кроты, змеи, черепахи, мелкие и крупные грызуны, лисы, барсуки и другие животные, роющие в почвах норы.

В грунтоведении биоту условно делят на *макроорганизмы* и *микроорганизмы*.

К макроорганизмам, существующим в грунтах, относятся различные (главным образом высшие) растения, грибы и многоклеточные животные. Все животные, обнаруживаемые в почвах, делятся на *три группы*:

- *геобионты* – постоянные обитатели почв (дождевые черви, многоножки, ногохвостки);
- *геофилы* – живущие в почве лишь на протяжении части жизненного цикла (личинки хрущей и шелкоунов);
- *геоксены* – временно укрывающиеся в почве (некоторые насекомые).
- По типам питания почвенные животные делятся на следующие группы:
- *фитофаги* – питаются тканями корней живых растений (личинки майского хруща подгрызают корни сосны, свекловичная нематода внедряется в корни сахарной свеклы и др.);
- *зоофаги* – питаются другими животными (все насекомоядные животные; нематоды, поедающие простейших и коловраток; хищные клещи, питающиеся нематодами, ногохвостками, энхитреидами);
- *некрофаги* – используют в пищу трупы животных (муравьи-бегунки в пустынях Средней Азии поедают остатки насекомых);
- *сапрофаги* – перерабатывают мертвые остатки растений, опад (черви, многоножки, мокрицы, некоторые клещи и личинки насекомых).

В большинстве случаев представители названных групп сосредоточены в гумусовых горизонтах почв, причем чем больше гумуса, тем разнообразнее и обильнее фауна.

Животные играют большую роль в перераспределении не только растительных остатков, но и минеральных солей. По данным И.П. Бабьевой и Г.М. Зеновой (1983), суслик выносит до 1,5 т/га почвы, а его нора проникает до глубины 2 м; пустынные мокрицы поселяются колониями до 800 тыс. особей на 1 га и в течение лета выносят на поверхность 0,5 т/га почвы и 1 т экскрементов, тем самым увеличивая пористость почв [50].

Микроорганизмы составляют наиболее примитивные и древнейшие живые существа на Земле. **К микроорганизмам** относятся *доядерные организмы* (прокариоты) и *ядерные организмы* (эукариоты). В грунтах выделяются следующие группы микроорганизмов: грибы, водоросли, актиномицеты, микобактерии, бактерии, риккетсии и вирусы. Несколько групп почвенных микроорганизмов выделяются при полевых исследованиях без помощи микроскопа. К ним относятся плесневые грибы, белый мицелий которых хорошо различается в лесной подстилке или в гумусовом горизонте; микоризные грибы на корнях некоторых деревьев; клубеньковые бактерии на корнях бобовых и на корнях черной ольхи, а также водоросли, дающие сплошную черную в сухом состоянии и зеленеющую при увлажнении корку на поверхности и по трещинам некоторых почв в засушливых областях. Каждый тип почв, каждый генетический горизонт имеет специфический состав микрофлоры и особую плотность микробных популяций. В среднем в 1 г почвы содержится 108–109 особей бактерий, 103–106 клеток низших грибов и актиномицетов, 103–104 клеток низших водорослей, 102–103 клеток простейших.

Все микроорганизмы делятся на *гетеротрофные* и *автотрофные*. Развитие *автотрофных микроорганизмов* происходит за счет световой энергии или энергии окисления ряда неорганических соединений (водорода, серы, аммиака, железа и др.). *Гетеротрофные микроорганизмы* используют для своей жизнедеятельности различные органические вещества, их отдельные представители, очень разнообразные по своим свойствам, могут развиваться как при наличии, так и при отсутствии кислорода. Многие гетеротрофные микроорганизмы, обитающие в грунтах, способны развиваться в очень бедных питательными элементами растворах (концентрация органических веществ в растворе может быть не более 5 мг/л); это – *олиготрофные* микроорганизмы, обычно располагающиеся на поверхности минеральных частиц и получающие питание из омывающих их растворов.

Хорошо известно значение микроорганизмов в поддержании на определенном уровне в грунтах содержания различных форм (твердых, газообразных, органических и неорганических, легко- и трудно растворимых) биофильных элементов (N, C, H, P, O, S) за счет взаимосвязанных циклических превращений. Процессы азотфиксации, нитрификации, денитрификации в цикле азота; синтез и минерализация сложных полимерных соединений углерода; образование и поглощение водорода; растворение и концентрирование соединений фосфора; связывание и выделение кислорода; окисление сульфидов, тиосульфата, элементарной серы и сульфатредукция в цикле серы – все эти процессы осуществляются микроорганизмами либо при их участии. Имеется достаточно данных о микробиологической трансформации ещё 75 элементов [50].

2.6.2. Биологическая активность грунта и ее показатели

Биологической активностью грунта называется его способность создавать относительно благоприятные условия для развития и жизнедеятельности в них биоты. Она выражается суммарным проявлением активности биохимических процессов и характеризует интенсивность и направленность процессов превращения веществ и энергии в грунте, происходящих под влиянием живых организмов. *Биологическая активность грунтов* определяет опасность процессов разрушения органики грунтов и элементов конструкций. Постепенное снижение прочности грунтов в основании сооружений, обусловленное жизнедеятельностью микро- и макроорганизмов, приводит к снижению их несущей способности, дополнительным и часто неравномерным осадкам, что может вызвать переход сооружений в аварийное и предаварийное состояние. К основным биодеструкторам содержащейся в грунтах органики и строительных конструкций относятся представители следующих биологических групп: бактерии, грибы, в том числе микромицеты, водоросли, лишайники, мхи, самосевные травы и деревья. Перечисленные организмы способны повреждать материалы за счет химического и механического воздействия, участия в электрохимическом коррозионном процессе. Следует различать *макро- и микробиологическую активность грунта*. Первая отражает способность грунта создавать условия для развития макроорганизмов (грибов, растений, животных), вторая – для развития микроорганизмов. Соответственно, различают микро- и макробиодеструкторы.

Механическое воздействие на грунты и материалы конструкций могут оказывать, как микро-, так и макроорганизмы. Микроорганизмы (бактерии, микромицеты, микроводоросли), попадая в трещины/микротрещины в строительных материалах, в места сочленения различных конструкций, при благоприятных условиях начинают развиваться, накапливая биомассу. Мицелии многих грибов способны проникать в микротрещины на любую глубину. Самосевные травы и деревья, поселившиеся на фундаментах, способны своей корневой системой разрушать и сам фундамент, и кладку стен, и т. д. Биоповреждения деловой древесины, деревянных построек и строительных конструкций вызывают дерево-разрушающие грибы и насекомые, которые используют в качестве источника питания целлюлозу, лигнин и другие компоненты.

Химическое воздействие на органические грунты и строительные материалы оказывают, главным образом, микроорганизмы: бактерии, актиномицеты, микромицеты, микроводоросли, лишайники. Как правило, в разрушении принимают участие сообщества микроорганизмов. Причем, одни виды разрушают защитный слой, а другие – основной материал конструкции. В сообществах могут входить микроорганизмы, которые не принимают непосредственное участие в разрушении материалов, но играют важную роль в жизнедеятельности сообщества и способствуют накоплению общей биомассы. В процессе своей жизнедеятельности микроорганизмы продуцируют ферменты, кетоны, спирты и такие агрессивные метаболиты, как кислоты – органические (щавелевую, гликолевую, янтарную, уксусную и др.) и неорганические (азотную, серную, и др.), а также аммиак, сероводород, метан, углекислый газ. Продукты их жизнедеятельности могут играть роль мощных катализаторов химических процессов, ускоряя химические реакции в несколько раз. Некоторые микроорганизмы, например *тионовые бактерии*, могут увеличить скорость реакции в сотни тысяч и даже в миллионы раз. Многие виды микроорганизмов способны сорбировать влагу из воздуха, выделять воду в

качестве метаболита, что ведет к избыточному увлажнению материала, растворению загрязнителей, и развитию других микроорганизмов. Некоторые виды микроорганизмов (актиномицеты, плесневые и другие грибы), развивающиеся на строительных материалах, относятся к патогенным или условно патогенным организмам и способны оказывать негативное воздействие на здоровье людей при попадании их спор или продуктов жизнедеятельности в воздушную среду помещений.

Большинство микробов колонизируют материалы в присутствии кислорода (аэробные организмы). Однако многие микроорганизмы хорошо адаптированы к существованию в условиях отсутствия кислорода (анаэробы). Большинство из них играют важнейшую роль в деструктивных процессах, протекающих в подземном пространстве города.

Наиболее активны микроорганизмы в органических и органо-минеральных грунтах, где в приповерхностном слое развиваются аммонифицирующие бактерии-аэробы, споровые бактерии, бактерии, усваивающие минеральные формы азота при органическом источнике углерода, актиномицеты, нитрифицирующие бактерии, олигонитрофилы, плесневые грибы, денитрифицирующие бактерии. Преобладают бактерии-аммонификаторы, которые начинают процесс разложения органического азота, олигонитрофильные и усваивающие минеральный азот при органическом источнике углерода. Количество бактерий этих трех групп в аэробных условиях значительно увеличено. Неспорообразующие аммонифицирующие бактерии участвуют в разрушении доступных форм органического вещества в торфах, спорообразующие вступают в процесс на более поздних стадиях. Что касается нитрификаторов, деятельность которых связана с окислением аммиачных форм азота в нитритные и нитратные, то их количество определяет интенсивность аммонификации – чем больше нитрификаторов, тем меньше аммонификаторов. Нитрификация в сильноразложившемся торфе проходит медленнее, чем в богатом минеральным питанием слабо-разложившемся торфе [68]. Численность различных физиологических групп бактерий в торфах и заторфованных песчано-глинистых отложениях может быть оценена по данным табл. 2.26. Ориентировочные данные исследования болотного биогеоценоза, приведенные в табл. 2.27, свидетельствуют о весьма существенной величине биомассы в торфах и о разнообразии различных типов микроорганизмов.

Таблица 2.26

Численность бактерий в низинных болотах [118]

Формы бактерий	Физиологические группы	Численность, клетки/г
Анаэробные	Аммонифицирующие	$10^6 \dots 10^7$
	Сульфатредуцирующие	10^6
	Целлюлозоразлагающие	$10^3 \dots 10^4$
	Метанообразующие	$10^2 \dots 10^4$
	Факультативные	Денитрифицирующие
Аэробные	Нитрифицирующие	10^4
	Тионовые	$10^4 \dots 10^5$
	Целлюлозообразующие	10^2

Таблица 2.27

Вес микробной биомассы и соотношение ее компонентов в различных торфяниках [118]

Тип торфяника	Мощность торфяника, м		Вес сухой биомассы, т/га	Микробная биомасса, %			
				грибной мицелий	споры грибов	актиномицеты	бактерии
Низинный высокозольный	а	1,0	56	96,8	2,1	0,2	0,4
	б	3,0	435	98,9	0,7	0,1	0,3
Низинный нормальнозольный	а	1,0	21	89,7	7,0	0,6	2,6
	б	7,0	81	84,8	10,7	0,7	3,8
Верховой	а	1,0	8	57,1	25,4	1,6	15,9
	б	5,5	43	59,1	23,4	1,3	16,2

Примечание. Пересчет сухой биомассы: а) на 1,0 м; б) на всю указанную толщину торфа.

Гумус формируется в теплые периоды года, когда поверхность почв или торфа высыхает, аэрация улучшается, активизируется деятельность микроорганизмов, участвующих в разложении растительных остатков, во влажные же периоды их деятельность замедляется. Этим в значительной степени объясняется неполное разложение остатков растений в условиях повышенной влажности субстрата, вследствие чего и образуется торф. В топях и мочажинах, где поверхность не высыхает даже в засушливые годы, гумус накапливается медленно. Некоторые исследователи полагают, что в этих условиях гумус образуется из надводных частей растений, а возможно, и за счет растительности соседних гряд.

Активность аэробных микроорганизмов обусловлена климатическими особенностями: в более сухие периоды жизнедеятельность их становится интенсивнее, они быстрее размножаются, и вследствие этого откладываются торфа более высокой степени разложения; во влажные периоды активность аэробных микроорганизмов снижается, тогда откладываются менее разложившиеся торфа. Отмечены случаи, когда самые глубокие слои торфа имеют меньшую степень разложения, чем вышележащие, как результат обводненности залежи на том этапе развития. Таким образом, изменения климата служат причиной неравномерности, скачкообразности торфообразовательного процесса, что типично для верховых болот, получающих основное питание с атмосферными осадками. В низинных залежах не наблюдается скачкообразного распределения торфов по степени разложения, что объясняется более стабильным грунтовым питанием. Слабокислая и близкая к нейтральной реакция среды и достаточная обеспеченность минеральным питанием благоприятствуют развитию богатой и разнообразной микрофлоры и почвенной фауны. Максимальное количество микроорганизмов сосредоточено в верхнем торфогенном слое [51].

Биологическая активность грунта оценивается как прямыми, так и косвенными показателями. Прямым показателем биологической активности грунта является количество (концентрация) биоты того или иного типа в грунте. *Количество макроорганизмов*, включая крупных животных, оценивается числом особей (экз.), обитающих на единице площади или в единице объема грунта (экз./га, экз./м³ и т. д.). *Количество микроорганизмов* в грунте оценивается тысячами экземпляров на 1 г твердой фазы грунта, для других организмов определяется относительное содержание живой фито- или зоомассы организмов в единице объема грунта (мг/см³ и т. д.). Основными биодеструкторами являются:

- *железобактерии* – бактерии, способные окислять восстановленные соединения железа, которые можно разделить на две группы. К первой группе относятся железобактерии, для которых источником энергии служит процесс окисления закисного железа, а единственным источником углерода – CO₂. Вторую группу составляют железобактерии, которые тоже окисляют закисное железо, но у них этот процесс служит способом детоксикации H₂O₂, образующейся при дыхании. Существуют несколько видов железобактерий, которые различаются по способности откладывать окислы железа на поверхности клеток; некоторые бактерии накапливают не только окислы железа, но и марганца;

- *нитрифицирующие бактерии* – аэробные бактерии, вызывают коррозию металлов и повреждения пористых строительных материалов в результате образования азотной кислоты при окислении аммиака и/или аммония;

- *тионовые бактерии* – осуществляют окисление различных восстановленных соединений серы до сульфатов, используя выделяющуюся энергию для своего развития. В аэробных условиях они окисляют серу, сульфиды металлов, сульфат закиси железа до серной кислоты. Некоторые серобактерии переводят закисное сернокислое железо в окисное, которое является более активным окислителем, чем серная кислота;

- *сульфатредуцирующие (десульфатирующие) бактерии* – основные возбудители анаэробной коррозии стали, железа и алюминия. Механизм вызываемой ими коррозии металлов заключается в стимуляции катодной деполяризации твердыми сульфидами железа в результате жизнедеятельности этих бактерий или вследствие потребления ими поляризованного водорода.

Бактерии – это мелкие микроорганизмы (0,1...10,0 мкм), лишенные оформленного ядра; для питания используют материалы как органической, так и неорганической природы; некоторые группы разлагают материалы в бескислородной среде. При проведении бактериологического анализа должны быть использованы два взаимодополняющих метода: *количественный и качественный*. При этом устанавливают принадлежность бактерий к определенным группам, а также оценивают их содержание в 1 грамме исследуемого материала прямым высевом на твердую питательную среду или методом *наиболее вероятных чисел* (НВЧ) при высевах в специфические жидкие накопительные среды. Результат выражают в КОЕ/г для прямого посева и кл/г – для метода НВЧ.

Методы проведения бактериологического анализа [118]. С соблюдением правил асептики навеску образца в 1 г измельчают в стерильной ступке и переносят во флакон с 10 мл стерильного физиологического раствора. Флакон тщательно встряхивают не менее 15 минут. 1 мл полученной суспензии соответствует 0,1 г исходного материала. Из суспензии готовят ряд последовательных десятикратных разведений от 10^{-1} до 10^{-4} .

Определение общего количества бактерий. Под общим количеством бактерий обычно подразумевают количество мезофильных аэробных и факультативно-анаэробных бактерий, которые способны расти при глубинном посеве на готовом коммерческом питательном агаре, изготавливаемом из гидролизата рыбной муки.

В пустые стерильные чашки Петри в двухкратной повторности вносят по 1 мл исходной суспензии и ее разведений от 10^{-1} до 10^{-4} . В каждую чашку вливают по 8...12 мл расплавленного и остуженного до 45 °С питательного агара. Быстро смешивают содержимое чашек, равномерно распределяя суспензию бактерий в питательной среде. После застывания среды чашки с посевами помещают в термостат вверх дном и инкубируют при температуре 25...28 °С в течение 3–5 суток. Подсчитывают только колонии бактерий, не включая в общее число колонии плесневых грибов. Результат усредняют и пересчитывают на 1 грамм исследуемого материала.

Для определения нитрифицирующих бактерий используют среду Виноградского следующего состава (г/л): $(\text{NH}_4)_2\text{SO}_4$ – 2,0; K_2HPO_4 – 1,0; $\text{MgSO}_4 \cdot 7\text{H}_2\text{O}$ – 0,4; $\text{FeSO}_4 \cdot 7\text{H}_2\text{O}$ – 0,4; NaCl – 2,0; стерильная вода – 1 л. Среду разливают в колбы по 15 мл. Толщина слоя среды не должна быть больше 1,0...1,5 см. В каждую колбу вносят на кончике шпателя небольшое количество мела. Посев проводят в объеме по 1 мл из исходной суспензии и ее разведений 10^{-1} ; 10^{-2} ; 10^{-3} в трехкратной повторности. Инкубацию посевов проводят при 28...30 °С три недели. Присутствие нитрифицирующих бактерий устанавливают по появлению нитратов. Выявление нитратов проводят с помощью дифениламина. Для этого 2 г дифениламина растворяют в 100 мл концентрированной серной кислоты, затем добавляют 20 мл воды. К 1 капле культуры, нанесенной на белую керамическую пластину, добавляют каплю реактива. Присутствие нитратов вызывает появление интенсивного синего окрашивания. Содержание нитрифицирующих бактерий определяют как наиболее вероятное число (кл/г исследуемого материала) по статистическим таблицам Мак-Креди.

Для определения железобактерий используют среду Хариссона. Раствор 1 (г/л): $(\text{NH}_4)_2\text{SO}_4$ – 2,0; KCl – 0,1; K_2PO_4 – 0,25; $\text{MgSO}_4 \cdot 7\text{H}_2\text{O}$ – 0,25; $\text{Ca}(\text{NO}_3)_2$ – 0,01; вода дистиллированная; pH 2,0...4,0. Раствор 2 (г/л): агароза – 8,0; вода дистиллированная. Раствор 3 (г/л): $\text{FeSO}_4 \cdot \text{H}_2\text{O}$ – 40,0; вода дистиллированная. Готовят смесь расплавленной агарозы и раствора 1 (1:1), охлаждают до 45 °С, вносят раствор 3 в конечной концентрации 1 % FeSO_4 и разливают среду в чашки Петри, которые хранят при температуре 10 °С. Посевной материал (по 0,1 мл нативной суспензии и ее разведений до 10^{-2}) вносят в 0,3%-й раствор агарозы (60 мг агарозы вносят в 10 мл воды, стерилизуют и смешивают с 10 мл стерильного раствора 1, вносят 0,5 мл раствора 3, подогретого до 45 °С) и заливают на чашки вторым слоем. Посевы инкубируют 1–4 недели. Подсчитывают колонии железобактерий ярко-оранжевого или желтого цвета. Результат выражают как количество КОЕ железобактерий в 1 г исходного материала.

Для определения тиобацилл используют среду Бейеринка (г/л): Na_2SO_4 – 5,0; NH_4Cl – 0,1; NaHCO_3 – 1,0; $\text{Na}_2\text{HPO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$ – 2,0; $\text{MgCl}_2 \cdot 6\text{H}_2\text{O}$ – 0,1; $\text{FeSO}_4 \cdot \text{H}_2\text{O}$ – следы; стерильная вода. Тиосульфат и бикарбонат стерилизуют по отдельности, растворив в небольшом количестве воды, и после охлаждения добавляют в раствор остальных солей вместе с FeSO_4 . pH среды 9,2–9,4. Исходную суспензию и ее разведения до 10^{-4} засевают в готовую среду в трех повторностях. При наличии тионовых бактерий в посевном материале среда мутнеет через 2–4 дня, и на ее поверхности появляется пленка молекулярной серы, которая образуется при окислении тиосульфата. Содержание тиобацилл определяют в виде наиболее вероятного числа (кл/г исследуемого материала) по таблицам Мак-Креди.

Для определения сульфатредуцирующих бактерий используют среду Постгейта «В» с осадком, так как первоначальное развитие бактерий происходит в осадке. Среда Постгейта «В» (г/л): NaCl – 1; K_2HPO_4 – 0,5; NH_4Cl – 1,0; $\text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$ – 1,0; $\text{MgSO}_4 \cdot 7\text{H}_2\text{O}$ – 2,0; лактат натрия (70 %) – 3,5; дрожжевой экстракт – 1,0; аскорбиновая кислота – 1,0; тиогликолевая кислота – 1,0; $\text{FeSO}_4 \cdot 7\text{H}_2\text{O}$ – 0,5; вода дистиллированная. Аскорбиновую и тиогликолевую кислоту в виде 5%-х стерильных растворов и сернокислое железо в 1%-й соляной кислоте добавляют в питательную среду непосредственно перед посевом. Реакцию среды доводят до pH 7,5, нейтрализуя 5%-м раствором соляной кислоты или углекислого натрия. Среда должна иметь низкий окислительно-восстановительный потенциал, который в самом начале культивирования создается добавлением восстановителя, например сульфида натрия, в концентрации 1 мМ. Культуры накопления лучше всего помещать в склянки на 30...60 мл со стеклянными пробками, которые смазываются перед автоклавированием силиконовой смазкой. Заражение производят 0,1...1,0 г материала. Склянка наполняется средой так, чтобы после заражения под пробкой не оставалось пузырьков воздуха. Содержание сульфатредуцирующих бактерий определяют в виде наиболее вероятного числа (кл/г исследуемого материала) по таблицам Мак-Креди.

В отдельных случаях, когда необходимо определить анаэробные организмы до вида, целесообразно проводить изучение микроорганизмов на поверхности материала методом *сканирующей электронной микроскопии* (СЭМ). Образцы поврежденного материала, размером 0,5...1,0 см × 0,5...1,0 см, необходимо исследовать под бинокулярной лупой. Критерием отбора участков материала для СЭМ-анализа служит наличие разнообразных биологических структур на его поверхности. Отобранные образцы целесообразно выдержать во влажной камере в течение 24 часов с целью активации микроорганизмов, после чего материал фиксируют и анализируют в сканирующем электронном микроскопе в диапазоне увеличений от 100^{\times} до 10000^{\times} .

Накопление микроорганизмов и продуктов их жизнедеятельности наиболее активно сказывается на показателях физико-химических свойств песчаных отложений. В зоне интенсивного и длительного загрязнения канализационными стоками в анаэробных условиях за счет коагуляции порового пространства бактериальной массой формируется низкая проницаемость среднезернистых и мелкозернистых песков. Постепенное повышение *суммарного белка* (СБ) способствует значительному снижению коэффициента фильтрации (k_f , м/сут) песков (табл. 2.28). Удаление биомассы при низкотемпературном прокаливании приводило к увеличению k_f до 4...25 м/сут, что полностью соответствует их гранулометрическому составу.

Клетки микроорганизмов и продукты их метаболизма активно сорбируются на минеральных частицах дисперсных пород, образуя биопленки. При этом происходит снижение интенсивности молекулярного взаимодействия минеральных частиц за счет экранирующего действия биопленок, которые играют также роль своеобразной смазки, способствуя снижению прочности грунтов, их проницаемости и водоотдачи. В песчаных грунтах, в которых отмечается активная микробиологическая деятельность, могут проявляться пльвинные свойства. Повышение содержания газов в поровой воде песков ускоряет их переход в состояние «тяжелой газонасыщенной жидкости». Даже незначительное накопление в песчано-глинистых грунтах малорастворимых газов (CH_4 , N_2 , H_2), образующихся в результате биохимической генерации, способствует разуплотнению грунтов и

изменению напряженно-деформированного состояния, создавая условия для перехода их в подвижное состояние. В микробиологически пораженных песках наблюдается снижение угла внутреннего трения до 12° и менее.

Таблица 2.28

Зависимость коэффициента фильтрации песков от количества суммарного белка [118]

СБ, мкг/г	6	28	62	105	130	140
k_f , м/сут	4	10^{-1}	$2 \cdot 10^{-2}$	$8 \cdot 10^{-3}$	10^{-3}	$5 \cdot 10^{-4}$

Одновременное воздействие анаэробных восстановительных условий и микробов существенно влияет на состав и физико-механические свойства глинистых грунтов. Формирование восстановительных условий совместно с микробной деятельностью предопределяет разрушение цементационных связей за счет соединений трехвалентного железа, которые служат основным цементирующим материалом. Трехвалентное железо обладает агрегирующим действием, его восстановление способствует переходу его соединений в растворимые формы двухвалентного железа, а также диспергации глинистых агрегатов в грунтах и, соответственно, повышению их гидрофильности, снижению фильтрационной способности, прочности и модуля общей деформации (табл. 2.29) [118]. При формировании глин в бескислородной среде эти отложения обнаруживают выраженную склонность к развитию пластических деформаций. В глинистых грунтах под болотами появляются все признаки оглеения (процесса преобразования почв и грунтов под воздействием микроорганизмов в анаэробных условиях): темно-серые, серые, голубоватые, зеленоватые оттенки грунта за счет восстановления железа и других элементов, имеющих переменную валентность, более высокая степень дисперсности, аномальная микробиологическая пораженность, в отдельных случаях повышенное содержание биохимических газов.

Таблица 2.29

Показатели механических свойств глинистой морены в зависимости от окислительно-восстановительных условий и микробной пораженности [118]

Показатели	Модуль общей деформации E_0 , МПа	Угол внутреннего трения φ , град.	Сцепление c , МПа
В окислительной обстановке при фоновом содержании СБ < 30 мкг/г	>25	>15	0,15...0,22
В восстановительной обстановке при СБ более 80 мкг/г	2,0...8,0	<10	0,03...0,11

Процессы разложения происходят при хранении образцов и при лабораторных испытаниях. Если компрессионные опыты будут длиться 1–2 месяца при комнатной температуре, образец будет иметь другую степень разложения и физико-механические свойства, чем в природных условиях. М.П. Петровым и П.А. Костычевым [65] установлено, что оптимальная температура для активной жизнедеятельности большинства бактерий составляет $32...36^\circ\text{C}$ и влажность $60...80\%$ от полной влагоемкости, и даже при температуре от -2 до -5°C процесс разложения продолжается. По-видимому, процессы разложения органического вещества и обуславливают в значительной мере длительность опыта. В работах П.А. Коновалова [65] особое внимание уделяется этим процессам и их влиянию на самоуплотнение заторфованных грунтов. Автор отмечает, что скорость разложения особенно высока в течение первых трех-шести месяцев, причем скорость в аэробных условиях (как в заторфованных песчаных, так и в глинистых грунтах) была выше на $10...20\%$, чем в анаэробных условиях. За 2 года в заторфованных глинистых и песчаных грунтах при аэробных условиях подверглось распаду, соответственно 56 и 70 % органических веществ, в анаэробных – 45 и 56 %. В дальнейшем скорость распада снижается из-за образовавшихся органических кислот, значительно замедляющих процесс. П.А. Коновалов рекомендует учитывать добавочную пористость, образующуюся при разложении, для прогноза осадки от гумификации.

3. ТРЕБОВАНИЯ К ОПИСАНИЮ, ОТБОРУ, ХРАНЕНИЮ, ТРАНСПОРТИРОВКЕ И КАЧЕСТВУ ОБРАЗЦОВ ГРУНТА

3.1. Требования к описанию образцов грунта

Полевая первичная документация служит основанием для составления исходных геологических документов, разрезов и карт, влияет на объемы и методы дальнейших работ, на последующие обобщения и выводы, на качество окончательных инженерно-геологических материалов и поэтому является важнейшим условием изысканий. В различных организациях требования к ведению полевых дневников и описанию грунтов могут несколько отличаться, но инженер-геолог должен обладать необходимыми навыками и знаниями для правильного и подробного ведения полевых записей. Многообразие возможностей использования грунтов ставит перед исполнителями обязательное условие – отдавать себе ясный отчет, для каких целей производится эта документация. Понимание этих целей позволяет подчеркнуть те или иные особенности грунтов, которые могут оказаться весьма ценными для проектирования, и дает возможность произвести отбор образцов и проб в нужных местах и в необходимых объемах [120].

Определением грунта является его наименование и визуальная характеристика (название, цвет, зернистость, состав, глинистость, пылеватость, структура, текстура, прослой, плотность, засоленность, влажность консистенция, размер и содержание включений, процентное содержание включений, процентное содержание заполнителя, реакция с HCl, вид зерна, крепость, трещиноватость, заполнитель трещин, элементы залегания слоев и трещин и пр.). Помимо определения грунта должны быть приведены: состояние, в котором находится грунт, любые второстепенные компоненты, характеристики грунта, такие как форма и шероховатость поверхности частиц, запах, внеклассификационные названия и геологическое классифицирование. Более точное определение и классификация грунтов (согласно разделам 2.1.2, 2.2.2 и 2.3.2), основанная на гранулометрическом составе, показателях пластичности или содержании органического вещества, физических и механических параметрах, могут быть получены при лабораторных исследованиях.

При описании обязательно указывают генезис и возраст (геологический индекс), которые имеют большое значение для правильной оценки несущей способности и строительных свойств грунтов. При затруднениях в правильной возрастной характеристике можно ограничиться грубым подразделением (четвертичные, коренные, аллювиальные), оставив более детальное расчленение на стадию окончательной камеральной обработки.

Цвет грунта зависит от местных условий и часто характеризует состав материального содержимого и его распределение. Значительную помощь для установления соответствия в описаниях разных людей оказывают цветовые эталоны *EL23-7100 Soil Colour Charts* – для нейтральных серых грунтов и для грунтов обводненных (рис. 3.1), и *EL23-7120 Tropical Soil Colour Chart* – для грунтов Южной и Центральной Америки, Африки, Индии, Малайзии и других тропических районов [136].

Важно определять цвет свежего среза грунта при полном дневном освещении, так как некоторые грунты на воздухе очень быстро меняют свой цвет. Например, тонкие грунты, содержащие оксид железа, насыщенные пресной водой, часто имеют оливково-зеленый цвет, но на воздухе при окислении цвет быстро меняется на красный. Изменения цвета при окислении или высушивании должны отмечаться.



Рис. 3.1. Цветовые эталоны *EL23-7100 Soil Colour Charts*

Грунты представляют собой сложные системы, характеризующиеся определенным строением. Строение грунта – это совокупность структурных и текстурных признаков, взаимоотношение всех компонент грунта – твердой, жидкой, газовой и биотической. Поэтому, когда количественно характеризуют соотношение и взаимоотношение всех компонентов грунта, говорят о его строении, а при непосредственной характеристике – лишь о твердых структурных элементах, порах и о контактах между ними – *о структуре грунта*.

Структурные и текстурные особенности, определяющие в совокупности сложение грунта, являются неодинаковыми для различных групп и зависят в основном от условий их образования. Взаимосвязь, взаиморасположение составных частей грунта, строение и устройство принято характеризовать структурой и текстурой, которые тесно связаны с химико-минеральным и компонентным составом, условиями образования и являются главнейшими генетическими признаками. Структура и текстура грунтов рассматриваются как важнейший фактор формирования их физических и механических свойств [50].

В соответствии с этим *структурой грунта* называется совокупность признаков, отражающих размер, форму, характер поверхности, количественное соотношение его структурных элементов (отдельных зерен, частиц, агрегатов, цемента, стекла) и характер взаимосвязи их друг с другом.

Под текстурой грунта понимают особенности строения, обусловленные ориентировкой и пространственным взаимным расположением всех структурных элементов. В таком определении текстура выступает лишь как одна из характеристик строения (и структуры) грунта, определяющая ориентацию его структурных элементов в пространстве.

Термины «структура» (от лат. *structura* – строение, расположение) и «текстура» (от лат. *textura* – ткань, сплетение, сложение) выражают очень близкие понятия.

Близкая этимология этих слов привела к тому, что понятиям «структура» и «текстура» грунта инженеры геологи разных стран придают различные значения, что необходимо иметь в виду при чтении иностранной инженерно-геологической литературы. В американской, английской и частично французской литературе понятие «текстура грунта» равнозначно нашему термину «структура грунта», и наоборот. Немецкие и большинство французских геологов употребляют эти термины в том же смысле, что и российские геологи.

Структуры грунтов могут подразделяться по различным признакам. В грунтоведении по морфометрическим особенностям структурных элементов структуры грунтов подразделяются по размеру обломков, раскристаллизованности, по типу цемента, отсортированности, по морфологическим характеристикам частиц и др.

Наряду с выделением микроструктур по петрографическим признакам, проводится их подразделение по характеру структурных связей. В соответствии с этим В.И. Осипов (1983) выделил следующие *типы микроструктур*:

- кристаллизационные;
- цементационные или конденсационно-кристаллизационные;
- коагуляционные (вызванные слипанием частиц с образованием их агрегатов);
- переходные;
- смешанные (включающие коагуляционно-цементационные, коагуляционно-кристаллизационные);
- несвязные (сыпучие) микроструктуры [50].

Текстура грунта, независимо от масштабного уровня, может быть *упорядоченной* (т. е. характеризоваться определенной ориентацией структурных элементов относительно какой-либо оси в пространстве) или *беспорядочной* (т. е. иметь хаотическое расположение структурных элементов). Однако с учетом характера упорядоченности *могут быть выделены разные типы грунтов*.

Скальные грунты – это грунты, состоящие из кристаллитов одного или нескольких минералов, имеющих жесткие структурные связи кристаллизационного типа. При визуальном описании скальных грунтов необходимо указывать: название, цвет, структуру, текстуру, степень выветрелости, крепость, трещиноватость, форму отдельности, для крупнообломочных цементированных грунтов и песчаников также размеры слагающих грунт обломков (или зерен), преобладающий размер обломков (или зерен), степень их окатанности, петрографический или минералогический состав обломков (или зерен), форму обломков (или зерен), характер их распределения, состав и прочность цемента, включения и т. д.

В практике инженерно-геологических работ из состава скальных грунтов выделяют *полускальные грунты*, состоящие из одного или нескольких минералов, имеющих жесткие структурные связи цементационного типа и представляющие собой сильно уплотненные и отвердевшие осадочные образования, не подвергавшиеся процессам перекристаллизации. Условная граница между скальными и полускальными грунтами принимается по прочности на одноосное сжатие (при $R_c \geq 5$ МПа – скальные грунты, $R_c < 5$ МПа – полускальные грунты). К полускальным грунтам относятся: аргиллиты, мергели, опоки, мел, песчаники с глинистым цементом и т. п.

Окраска скальных грунтов обусловлена цветом минералов, входящих в их состав, и в какой-то мере определяет состав слагающих ее компонентов. Различают грунты, имеющие светлую окраску и породы темной окраски. К светлым окраскам относятся: белая, светло-серая, желтая, розовая и красноватая. К темным: серая, темно-серая, зеленовато-серая, темно-зеленая, черная.

По структуре и текстуре скальные грунты подразделяют согласно п. 7, табл. 2.2.

При описании магматических пород различают следующие *виды структур*:

- мелко-, средне- и крупнокристаллическая (интрузивные породы);
- стекловатая, неполнокристаллическая (эффузивные).

При описании метаморфических пород выделяют структуры:

- кристаллобластовые (однородные кристаллы округлые, неправильной формы);
- катакластические (остроугольные кристаллы и обломки в тонкозернистой массе);
- реликтовые (смесь исходной и новообразованной структур).

Структуры осадочных образований различны для пород обломочного и органогенно-химического происхождения (понятие структуры для обломочных пород довольно расплывчато). Например, структура крупнообломочных скальных пород обычно определяется их наименованием: конгломерат или брекчия. Для песчаников основным критерием является зернистость: крупнозернистый, среднезернистый, мелкозернистый. Для полускальных пород глинистого состава, как-то аргиллит и мергель, это понятие не имеет существенного значения. Для пород органогенного или химического происхождения существует ряд типично выраженных структур, из которых наиболее распространенными являются: зернистая, органогенная, обломочная и оолитовая (шарики > 1 мм).

По текстурным признакам для магматических пород выделяют однородную (массивную) и неоднородную (порфириовидную и миндалекаменную) текстуры. *Массивная текстура* характеризуется равномерным распределением составных частей в массе породы. *Миндалекаменная текстура* отличается минеральным заполнением пор, которые в таком случае называются «миндалинами». Наиболее часто миндалины выполнены агрегатами кальцита, эпидота, халцедона, хлорита и других «вторичных» гидротермальных минералов; обычно имеют концентрическое и зональное тонко-полосчатое строение, связанное с нарастанием минералов по стенкам пустот. При наличии отдельных крупных кристаллов среди массы мелких в полнозернистых плутонических породах структура называется *порфириовидной* и считается неравномернозернистой.

Изверженным и метаморфическим образованиям типичны гнейсовая, сланцеватая, слоисто-сланцеватая, тонкослоистая, полосчатая текстура, характеризующиеся параллельным расположением призматических и чешуйчатых минералов.

Для комплекса осадочных пород понятие текстура является единым и имеет прямую связь с понятием слоистость. Основными текстурами являются: массивная, беспорядочная, слоистая и флюидальная.

Степень выветрелости грунтов. Крепость или прочность скальных пород зависит с одной стороны от их минералогического состава и сложения, а с другой – от степени выветривания, в связи с чем однотипные разности пород могут быть различными по прочности. Поэтому при документации, наряду с прочностью, указывают степень выветривания породы. Предварительно *степень выветрелости* скальных пород определяют:

- по состоянию наиболее легко разрушающихся минералов, составляющих породу (полевых шпатов), и изменению естественной окраски;
- по характеру и интенсивности разрушения породы в естественном залегании или состоянию и выходу керна при буровых работах;
- по крепости кусков породы или керна.

По степени разрушения горной породы при натуральных наблюдениях выделяют следующие зоны:

а) *монолитная, или слабыветрелая*, где порода почти полностью сохранила свою естественную структуру, окраску и трещиноватость. Характер отдельности не всегда ясен, скол происходит по скрытым плоскостям, на изломах полевые шпаты характеризуются светлыми тонами окраски и матовым блеском, количество помутневших зерен незначительно. КERN при бурении имеет правильную цилиндрическую форму, значительную длину и раскалывается с трудом. Выход керна 80...100 %;

б) *глыбовая, или выветрелая*, где порода сохраняет естественную структуру и четко выраженную систему трещин отдельности, осложненную трещинами выветривания, разбивающимися массив на крупные неразобщенные глыбы. Отмечается резкое изменение окраски за счет окисления железистых минералов и частичного разложения полевых шпатов. На изломах зерна полевых шпатов неоднородны по степени помутнения. По трещинам отмечаются продукты разложения минералов. При бурении столбики керна укорочены, часто с косым сколом чередующиеся с обломками неправильной формы. Выход керна 60...80 %. КERN и куски породы раскалываются по микротрещинам с образованием нескольких кусков;

в) *мелкообломочная, или сильновыветрелая*, где порода либо разрушена до состояния, неоднородных по крепости, разобщенных глыб, щебня и дресвы, либо представлена слабыми разностями, сохраняющими следы первичной структуры, но легко рассыпающимися при ударах в дресву, мучнистую массу и щебень. Имеется примесь продуктов полного разложения минералов в виде гнезд и примазок глины. КERN получается в виде коротких цилиндров, обломков неправильной формы, а также комков и рыхлой массы, состоящей из щебня, каменной крошки и глины. Выход керна 30...50 %;

г) *полного разрушения или тонкого дробления*, где первичные структурные связи полностью нарушены. Порода состоит либо из дресвы, мучнистой массы (карбонаты), либо из глинистого или песчаного грунта с примесью каменной крошки и мелкими кусочками слабого камня. КERN правильной формы получить не удастся, при ударах по колонковой трубе поступают либо деформированные куски грунта, либо рассыпчатая масса.

Крепость скальных пород в полевых условиях определяют путем раскалывания их геологическим молотком, а также нанесением штрихов (царапин) ногтем, стеклом, стальным ножом или иглой. В первом случае критериями для определения крепости являются усилия, затрачиваемые на раскалывание, звук при ударе, а также количество и размеры обломков, образующихся от разрушающих усилий. Во втором – наличие и глубина штриха, а также усилия, затрачиваемые на его нанесение. Крепость песчаников определяется следующим образом: слабые песчаники ломаются пальцами, песчаники средней крепости легко разбиваются молотком, крепкие песчаники разбиваются молотком с большим трудом.

По крепости грунты подразделяются:

а) на очень крепкие скальные грунты, при ударах раздается звонкий звук, молоток отскакивает, скол происходит в виде мелкого каменного отщепа, порода оставляет штрихи на стекле и стали;

б) крепкие скальные грунты, при ударах звук несколько приглушенный, откол одиночных кусков происходит после нескольких сильных ударов, штрихи остаются после царапания ножом, куски породы оставляют штрих на стекле;

в) скальные грунты средней крепости, при ударах звук глухой, раскол происходит при сильных одиночных ударах, с образованием нескольких крупных кусков и небольшого количества мелкой крошки, царапаются ножом, но не царапаются ногтем;

г) слабые скальные грунты, при легких одиночных ударах порода раскалывается на мелкие куски, с образованием больших количеств каменной крошки, царапается ногтем.

Предварительно прочность при свободном сжатии скальных грунтов более детально может быть оценена по табл. 3.1 (ISO 14689-1 Инженерно-геологические изыскания – определение и классификация грунтов. Часть 1).

Трещиноватость. Кроме перечисленных характеристик, в процессе изучения разрезов в ходе инженерно-геологических исследований большое внимание уделяется трещиноватости, поскольку трещины нередко являются границами активных элементов, взаимное перемещение которых при механических взаимодействиях определяет деформирование геологического тела в целом и его устойчивость. Трещиноватостью горных пород обусловлены такие их свойства, как водопроницаемость и блочность.

Трещины возникают как при формировании горной породы, так и в процессе ее дальнейших изменений, связанных с метаморфизмом и выветриванием. Поэтому при описании выделяют две основные группы трещин. Первая из них, возникающая при охлаждении магматических пород или диагенезе осадочных отложений, имеет определенную систему и образует ряд крупных характерных отдельностей, типичных для различных групп скальных пород. Вторая группа – это трещины, связанные с изменениями условий залегания скальных и полускальных пород после их формирования, обычно расположены бессистемно и не образуют четко выраженных форм. При их изучении основными задачами является выявление преобладающих направлений трещин и системы трещиноватости.

Таблица 3.1

Полевое определение скальных грунтов по прочности при свободном сжатии

Термин	Полевое определение	Прочность при сжатии, МПа
Чрезвычайно слабый	Продавливается ногтем	менее 1
Очень слабый	Крошится под тяжелыми ударами наконечника геологического молотка, может быть поцарапан карманным ножом	1...5
Слабый	С трудом может быть поцарапан карманным ножом, мелкие вмятины образуются при тяжелых ударах наконечника геологического молотка	5...25
Средней прочности	Не может быть поцарапан карманным ножом, образец может быть раздроблен одним тяжелым ударом геологического молотка	25...50
Прочный	Для того, чтобы раздробить образец, требуется более чем один удар геологического молотка	50...100
Очень прочный	Для того чтобы раздробить образец, требуется много ударов геологического молотка	100...250
Чрезвычайно прочный	Образец может быть только разбит геологическим молотком	более 250

При описании трещиноватости устанавливают: происхождение трещин (тектонические, трещины выветривания и т. п.), направление трещин и угол их падения, ширину трещин, характер поверхности стенок трещин (гладкие и ровные, шероховатые, бугристые, ступенчатые, со следами скольжения и т. д.), характер трещин – открытые или заполненные, состав породы заполняющей трещины, форма (прямые, извилистые, ломаные, ветвистые и т. п.), густота сети трещин (количество на единицу площади). По данным измерений пара-

метров трещиноватости подсчитывают среднюю ширину трещин, среднее расстояние между трещинами одной системы и их средние квадратические отклонения. Определяют также **модуль трещиноватости** M_j – число трещин на 1 м линии, нормальной к простиранию измеряемой системы трещин, и **показатель качества породы** RQD – отношение общей длины сохранных кусков керна длиной более 10 см к длине пробуренного интервала в скважине. Затем классифицируют породы по трещиноватости (табл. 3.2).

Для анализа структуры трещиноватости и выявления систем трещин строят круговые диаграммы трещиноватости (рис. 3.2), предложенные А. Вальтером, Д. Шмидтом, Ф.П. Саваренским. На них условными знаками показывают азимут и угол падения, ширину трещин. По данным измерений вычисляют коэффициент трещинной пустотности [61]:

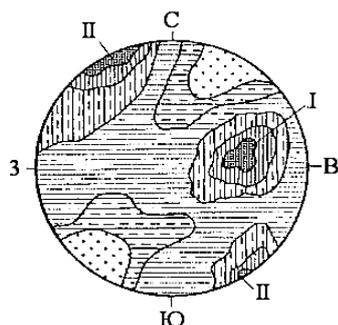
$$K_{т.п} = \sum_{i=1}^n \frac{\bar{b}_i}{\bar{a}_i + \bar{b}_i} \cdot 100 \%,$$

где \bar{b}_i – средняя ширина трещины i -й системы; \bar{a} – среднее расстояние между соседними трещинами; n – число систем трещин.

Таблица 3.2

Классификация скальных грунтов по трещиноватости [109]

Степень трещиноватости	Модуль трещиноватости M_j	Показатель качества породы RQD , %
Очень слаботрещиноватые	Менее 1,5	90...100
Слаботрещиноватые	От 1,5 до 5	75...90
Среднетрещиноватые	От 5 до 10	50...75
Сильнотрещиноватые	От 10 до 30	25...50
Очень сильно трещиноватые	Св. 30	0...25



Условные обозначения:

I и II – системы трещин.

Доля различных трещин:

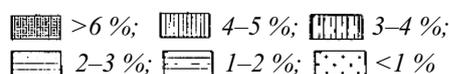


Рис. 3.2. Круговая диаграмма трещиноватости горных пород [61]

В ходе наземных наблюдений изучают тектоническое строение (структуру), фиксируют тектонические нарушения, сбросы, зоны тектонического дробления, трещиноватости, исследуют складчатость и измеряют элементы залегания пород и классифицируют скальные массивы по характеру нарушения (табл. 3.3). Совместный анализ обработанных данных наблюдений трещиноватости и др. позволяет решить вопрос о генезисе трещин (литогенетического, тектонического, экзогенного происхождения).

Таблица 3.3

Классификация массивов скальных грунтов по характеру нарушения [109]

Характер нарушения сплошности массива	Мощность зоны дробления разломов или ширина трещин	Протяженность нарушения
Разломы I порядка – глубинные, сейсмогенные	Сотни и тысячи метров	Сотни и тысячи километров
Разломы II порядка – глубинные, несейсмогенные и частично сейсмогенные	Десятки и сотни метров	Десятки и сотни километров
Разломы III порядка	Метры и десятки метров	Километры и десятки километров
Разломы IV порядка	Десятки и сотни сантиметров	Сотни и тысячи метров
Крупные трещины V порядка	Св. 20 мм	Св. 10 м
Средние трещины VI порядка	10...20 мм	1...10 м
Мелкие трещины VII порядка	2...10 мм	0,1...1,0 м
Тонкие трещины VIII порядка	Менее 2 мм	Менее 0,1 мм

Характер отдельности имеет большое значение как для инженерно-геологической оценки горной породы, так и для выбора наиболее эффективных приемов применения буровзрывных работ. Отдельности создают общий основной фон, подчеркивающий генетические особенности породы. В зависимости от формы отдельностей выделяются:

- *пластовая или плитчатая отдельность*, разновидностью которой является матрацевидная. Эта форма присуща в основном глубинным магматическим и осадочным породам;
- *столбчатая отдельность*, характеризующаяся наличием вертикальных столбов-многогранников от шестиугольной до трехугольной конфигурации. Присуща в основном излившимся магматическим породам;
- *шаровая отдельность*, имеющая как бы ярусное строение и состоящая из глыб сферической конфигурации, иногда приближающихся по форме к шару. Присуща излившимся магматическим породам.

Содержание и состав преобладающих по размеру фракций цементированных грунтов устанавливаются визуально с предварительным обмером наиболее характерных «эталонных» обломков складным метром или рулеткой. Размер обломков определяется согласно табл. 2.2.

По степени окатанности обломков различают:

- а) неокатанный угловатый материал;
- б) слабоокатанный материал неправильной формы, с притупленными углами и ребрами;
- в) полуокатанный материал незавершенной формы, с сильно сглаженными углами и ребрами, а также неясно очерченными гранями с плоской поверхностью;
- г) хорошо окатанный материал, правильной формы, с гладкой, часто отшлифованной поверхностью. Хорошо окатанные обломки имеют чаще всего сферическую (эллипсоидную) форму.

Состав цемента заполнителя цементированных грунтов может быть определен в поле по следующим признакам:

- известковый цемент вскипает с HCl;
- опаловый цемент белый или светло-серый, мучнистый, не реагирует с HCl;
- гипсовый цемент имеет блестящий шпатовый излом и также не вскипает с HCl;
- кварцевый цемент очень крепкий, стальной нож не оставляет на нем черты;
- глинистый цемент размягчается в воде;
- железистый цемент имеет характерную ржаво-бурую окраску.

Дисперсные несвязные грунты – это грунты, обладающие силами трения и слабым сцеплением. Требования к описанию крупнообломочных несцементированных и песчаных грунтов те же, что и к описанию цементированных, только в этом случае указывается наличие рыхлого заполнителя, его состав и свойства, а при описании песков – влажность, плотность сложения, глинистость, ожелезненность, характер распространения и процентное содержание включений и др.

Крупнообломочные грунты – это несвязные минеральные грунты, в которых масса частиц размером крупнее 2 мм составляет более 50 %. Основной особенностью крупнообломочных грунтов является изменение их свойств в зависимости от размера и петрографического состава слагающего их материала, состава и консистенции заполнителя, а также плотности грунта в целом.

Содержание господствующих петрографических разностей устанавливаются после определения состава обломков, глазомерно. В случаях предполагаемого применения крупнообломочных пород как строительного материала для изготовления дорожных изделий и смесей визуальное определение дополняется полным или частично полевым грохочением, а также петрографической разборкой специально отобранных проб.

Определение петрографического состава отдельных обломков производят с применением методов, используемых для определения состава скальных пород. При затруднениях в определении петрографических разностей обломочного материала обязательно указывают группу скальных пород, к которой они относятся (изверженные, метаморфические, осадочные).

Для гравия, гальки и валунов играет роль степень окатанности и форма обломков. *Окатанность несвязных грунтов* – структурный признак, говорящий о длительности нахождения осадка на стадии переноса и осадения. Степень окатанности определяют при помощи лупы, по форме зерен по 5-балльной шкале (по А.В. Хабакову, рис. 3.3). В одном шлифе под микроскопом оценивают окатанность 50–100 зерен и вычисляют коэффициент окатанности, который характеризует среднюю окатанность зерен песчаника.

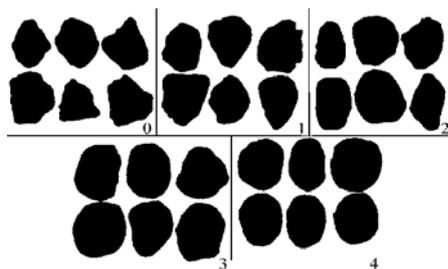


Рис. 3.3. Шкала для определения балла окатанности [89]:

- 0 – неокатанные (угловатые) обломки;
- 1 – слабоокатанные; 2 – среднеокатанные;
- 3 – хорошо окатанные; 4 – идеально окатанные обломки

При определении пластичности и консистенции заполнителя применяют методы, изложенные в п. 4.2, при этом устанавливается тип заполнителя (песок, супесь, суглинок, глина), выделяются разновидности грунта, если необходимо дальнейшее определение механических свойств грунтов расчетами по методике [82].

Плотность грунта определяют по усилиям, затрачиваемым на его разрушение с выделением рыхлых слабослежавшихся и плотнослежавшихся разностей.

Крупнообломочные грунты, представляющие собой несцементированные продукты искусственного или естественного смешения исходных горных пород различного генезиса и минералогического состава и отличающиеся повышенным (более 10 %) содержанием обломочных (скелетных) частиц крупнее 2 мм, делятся на три класса в соответствии с классификацией Союздорнии (рис. 3.4):

I класс – грунты бескаркасные, содержащие до 10 % по массе обломочных частиц. Свойства грунтов I класса определяются свойствами мелкоземной части (песка, глины, пыли).

II класс – грунты с несовершенным каркасом, содержащие от 10 до 65 % обломочных частиц. Свойства крупнообломочных грунтов II класса определяются как свойствами содержащегося в них мелкозема, так и свойствами обломочных частиц. В таких грунтах влияние обломочных частиц тем больше, чем выше их содержание. При небольшом количестве обломков последние не соприкасаются и «плавают» в мелкоземе, а при увеличении их содержания обломочные частицы, соприкасаясь друг с другом, образуют структуры, приближающиеся к контактными. Крупнообломочные грунты II класса следует подразделять (рис. 3.4) на две категории: *связные*, если заполнитель (размером мельче 2 мм) – глинистая или суглинистая порода, и *сыпучие*, если заполнитель – песчаный грунт.

III класс – грунты каркасные, содержащие более 65 % обломочных частиц. Грунты этого класса характеризуются наличием контактов между обломочными частицами, что предопределяет их доминирующее влияние на физико-механические свойства грунтов. Каркасность структуры грунтов этого класса в значительной степени зависит от состояния глинистого мелкозема [120].

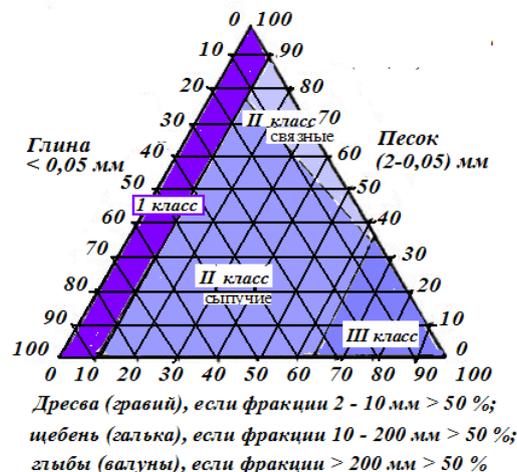


Рис. 3.4. График-треугольник для определения класса крупнообломочного грунта

Структуры крупнообломочных несцементированных грунтов очень разнообразны, что обуславливается различием размеров, форм и количественным отношением их структурных элементов (табл. 3.4). При значительном содержании заполнителя по весу (более 40 % для песчаного заполнителя и 30 % – для глинистого) в названии структуры породы обязательно указывается тип заполнителя.

Текстуры крупнообломочных грунтов могут быть ориентированными или беспорядочными. Первые подразделяются на косо- и горизонтально-слоистые, линзовидно-слоистые и др. Поскольку структурные и текстурные элементы крупнообломочных грунтов хорошо видны невооруженным глазом, то среди них не выделяются микроструктуры и микротекстуры (за исключением характеристик заполнителя).

Таблица 3.4

Классификация крупнообломочных несцементированных грунтов [50]

Классификационные параметры	Характерные структуры
Размер (окатанность) структурных элементов	Валунные (каменистые), галечниковые (щебнистые), гравийные (дресвяные)
Наличие заполнителя и его состав	Без заполнителя, с заполнителем (тип заполнителя: песчаный, глинистый и др.)
Однородность структурных элементов	Однородные, неоднородные

Песок – это несвязный минеральный грунт, в котором масса частиц размером меньше 2 мм составляет более 50 %. Описание песчаных грунтов рекомендуется производить, придерживаясь следующей системы: наименование (размер зерен, включения крупнообломочного материала, сортированность, минералогический состав), цвет, влажность, плотность, структура, текстура, включения, фауна (флора), новообразования.

Размеры зерен песков или некрепко сцементированных песчаников могут быть определены в поле с помощью лупы по таблице Васильевского (рис. 3.5), а также с помощью набора пробирок с песчаными зёрнами соответствующих фракций, с которыми и сравниваются зёрна изучаемой породы.

Признак окатанности зерен для песчаных грунтов в название не выносится, но обязательно изучается при описании шлифов.

Сортированность является еще одним структурным признаком песчаных грунтов, позволяющим судить о том, в каких условиях и как долго накапливался песчаный осадок. Песчаные частицы могут быть сосредоточены в каком-либо одном размерном классе либо могут распределяться приблизительно равномерно по нескольким классам. В соответствии с этим порода может быть названа хорошо, плохо или среднесортированной. В хорошо сортированных песках и песчаниках более 90 % частиц сосредоточено в одном классе, название которого вводится в название породы – «грубозернистый», «тонкозернистый» песок или песчаник. Если более 90 % частиц сосредоточено не в одном, а в двух классах, порода определяется как среднесортированная и называется в соответствии с названиями этих классов («грубо-крупнозернистый песчаник», «мелко-тонкозернистый песок»). При этом на второе место ставится название того класса, содержание зерен в котором больше. Если 90 % частиц распределено более чем в двух классах, порода относится к плохо сортированной [91].

Минералогический состав песчаных грунтов определяют ориентировочно при помощи лупы и воздействия 10%-го раствора соляной кислоты. При этом указывают степень карбонатности, преобладающий петрографический состав зерен и характер минеральных примесей, в основном слюды. По минералогическому составу в песках различают три основные части:

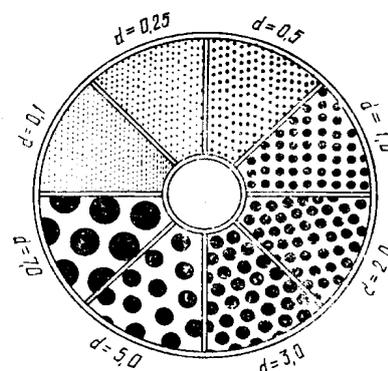


Рис. 3.5. Таблица Васильевского для полевого определения размера зерен (d – диаметр кругов в мм)

- 1) *преобладающая часть*, которая определяет в основном характер породы;
- 2) *примесь*, содержащаяся в количестве не более 25 % и имеющая генетическое, а иногда и инженерно-геологическое значение (например, примесь слюды);
- 3) *редко встречающиеся минералы* ($\leq 0,5 \dots 2,0$ %), не оказывающие влияния на физико-механические свойства породы, но важные для выяснения генезиса и стратиграфии.

В зависимости от минералогического состава пески (песчаники) разделяют на *мономинеральные, олигомиктовые и полимиктовые*. Мономинеральные пески почти всегда кварцевые. *Олигомиктовые пески* сложены преимущественно одним минералом, главным образом кварцем, в виде примеси (5...25 %) содержатся полевые шпаты, слюды, хлорит, кальцит, глауконит и др. В *полимиктовых песчаных породах* (граувакки, аркозо-граувакки, аркозы) главными компонентами являются кварц, полевые шпаты, роговые обманки и обломки пород.

Цвет песчаных грунтов устанавливают по зрительным ощущениям и с применением сравнительного эталона.

Влажность песчаных грунтов определяется двумя способами: визуальным и расчетным. Всего при визуальной оценке выделяют пять состояний грунта:

- сухие песчаные грунты – обладают влажностью до 3 %, не уплотняются, нуждаются в сильном увлажнении, несущая способность максимальная;
- маловлажные – обладают влажностью 3...8 %, плохо уплотняются, нуждаются в доувлажнении, несущая способность близка к максимальной;
- влажные – обладают влажностью 8...15 %, хорошо уплотняются, несущая способность близка к максимальной;
- сильно влажные – обладают влажностью более 15 %, плохо уплотняются, нуждаются в просушке, степень влажности проверяется расчетным методом;
- водонасыщенные – при легком сжатии выделяют воду, при рыхлении переходят в текучее состояние.

Степень влажности песков устанавливают по осязанию, зрительным впечатлениям и следам, оставленным на фильтровальной бумаге. Степень влажности *выражается в долях единицы и составляет*:

- для маловлажных песков от 0,0 до 0,5;
- для очень влажных от 0,5 до 0,8;
- для водонасыщенных от 0,8 до 1,0.

Водопроницаемость песков в большинстве случаев определяют по косвенным признакам в зависимости от крупности и одномерности зерна, а также содержания пылевато-глинистых фракций. Чем крупнее и однороднее зерна и меньше содержание пылевато-глинистых фракций, тем выше коэффициент фильтрации.

Плотность песчаного грунта устанавливают по усилиям, затрачиваемым на его разрыхление шанцевым инструментом или буровыми наконечниками. По плотности грунты делятся: на рыхлые, средней плотности, плотные. Повышенная плотность грунта иногда может явиться следствием цементации песков аморфными цементами (глинистым, известковистым) или легко растворимыми солями. В этих случаях помимо плотности указывают степень цементации (слабая, сильная) и состав цемента.

Структуры песчаных грунтов делятся по степени *отсортированности зерен и обломков* структуры гравелистых, пылеватых и чистых песков (табл. 3.5). По *размеру преобладающих зерен* чистые пески в свою очередь подразделяются на грубо-, крупно-, среднезернистые и др. Пылевато-песчаные грунты, супеси кроме раздельно-зернистой структуры могут иметь и ячеистую. Сочетание элементов раздельно-зернистой и ячеистой структур образует смешанную структуру песков.

Текстуры песчаных грунтов могут быть ориентированными и беспорядочными. Среди первых наиболее характерными для песков являются: горизонтальная, косая и волнистая. При наличии горизонтальной слоистости прибегают к терминам слоистый и тонкослоистый.

Классификация структур песчаных грунтов [50]

Параметры	Характерные структуры
Отсортированность структурных элементов	Гравелистые, пылеватые и чистые пески
Размер структурных элементов (для чистых песков)	Грубозернистые, крупнозернистые, среднезернистые, мелкозернистые и др.
Однородность структурных элементов (по коэффициенту неоднородности)	Однородные, неоднородные
Характер сложения (по степени плотности D)	Рыхлые, средней плотности, плотные
Тип сложения	Раздельно-зернистые, ячеистые, смешанные
Степень влажности (S_r)	Маловлажные, влажные, насыщенные водой
Сыпучесть, связность	Сыпучие, капиллярно-связные, растекающиеся

Крупные включения характеризуют по форме, крупности, процентному содержанию их в песчаной массе и петрографическому составу. Форму и размер обломков определяют одним термином: гравий (дресва, мелкий щебень), галька (щебень), валуны (глыбы). Процентное содержание и петрографический состав указывают по глазомерному определению. Определение состава обломков дают обобщенно, с указанием господствующей петрографической разности.

Остатки флоры и фауны фиксируют путем описания их общего вида, без подробных палеонтологических определений. Органические остатки в песках при наличии должны быть определены и описаны с указанием их характера, размеров, сохранности, обилия.

Новообразованиями называются скопления и выделения различных веществ в порах и полостях грунта, образовавшиеся в результате физико-химических процессов. Наличие тех или иных новообразований в грунте позволяет вскрывать идущие в нем процессы, а также судить о физико-механических свойствах и степени устойчивости грунта.

По химическому составу наиболее широко распространены следующие виды новообразований:

1. *Новообразования из углекислой извести* (CaCO_3). Имеют белый и грязно-белый цвет, часто встречаются в лёссовых грунтах и черноземах в виде: а) налетов; б) кристаллов; в) сети переплетающихся жилок, носящих название «лжегрибницы»; г) «белоглазок», представляющих собой бесформенные пятна размерами 1...3 см²; д) «журавчиков» или «дутиков», представляющих собой конкреции или стяжения углекислой извести различной прочности, формы и величины («дутики», в отличие от «журавчиков», пустотелые). Высокая прочность грунта в сухом состоянии часто обусловлена цементирующим действием карбонатов. Наличие карбонатных солей в грунтах распознается по вскипанию от 10%-го раствора соляной кислоты (HCl). После опробования образца грунта соляной кислотой, в буровом журнале отмечают степень вскипания (слабо вскипает, бурно вскипает). Если грунт не вскипает, то в журнале отмечают: не вскипает. Следует отметить, что во влажных или увлажненных глинистых грунтах вскипание обычно происходит с задержкой.

2. *Скопления легкорастворимых хлоридов и сульфатов натрия, кальция и магния* (NaCl, CaCl, MgCl₂, Na₂SO₄ · 10H₂O и др.) в виде белых налетов, крапинок, прожилок.

3. *Новообразования из гипса* ($\text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$) в виде белых налетов, пятен, прожилок, кристаллов. Гипс, в противоположность извести, не вскипает от соляной кислоты. При проведении ногтем на поверхности кристалла гипса остается глубокая черта. Эти новообразования, так же как и легкорастворимые соли, характерны для засоленных почв.

4. *Новообразования из водной окиси железа* ($\text{Fe}_2\text{O}_3 \cdot n\text{H}_2\text{O}$) бурого, ржавого и красного цвета. Встречаются в виде налетов, пленок, языков, прожилок, ортштейновых зерен, бобовин и прочих стяжений, а также ортзандовых прослоек. Иногда конкреции водной окиси железа накапливаются в большом количестве, образуя прослойки болотной руды.

5. *Соединения закиси железа* (FeO). Наблюдаются в виде сизых пленок, зеленовато-серых или синевато-серых пятен и разводов, буреющих на воздухе. Наличие новообразований как из водной окиси железа, так и из закиси железа свидетельствует о близости

грунтовой воды и ее циркуляции в тех слоях, где наблюдаются указанные новообразования. Верхняя граница этих слоев должна в первом случае отмечаться как горизонт оже-лезнения, во втором – как горизонт оглеения.

б. Выделения и скопления органических веществ. Имеют обычно вид темно-бурых или черных пятен, примазок, корочек, карманов и языков, заполняющих промежутки между структурными агрегатами или покрывающих их грани в виде темных, глянцевых налетов [120].

Связными называются дисперсные грунты, характеризующиеся наличием сил сцепления между частицами. К связным грунтам относятся глины и суглинки, менее связные супеси, органо-минеральные грунты. При описании связных грунтов необходимо указывать: наименование (дается с учетом включений крупнообломочного материала), консистенцию (для глинистых и органо-минеральных грунтов), цвет, структурные и текстурные особенности, описание включений, особенности минерального состава, новообразования, наличие органических остатков, прочность, запах и др.

Чтобы проверить грунт на содержание песчаных, пылеватых и глинистых частиц, маленький образец грунта нужно растереть между пальцами (если необходимо – под водой). *Глинистые грунты* мылкие на ощупь, липнут к пальцам и не могут быть удалены без отмывания даже в сухом состоянии. *Пылеватые грунты* мягкие на ощупь, сухие частицы грунта, налипшие на пальцы, можно легко сдуть или удалить с рук хлопками. Блестящая поверхность среза показывает наличие глинистых частиц, в то время как матовая поверхность среза характерна для пылеватых грунтов или глинисто-песчано-пылеватых грунтов низкой пластичности. Содержание *песчаной фракции* также может быть определено на ощупь по песчаности. Содержание в грунтах органики проявляется в их скольжении и быстром высыхании при растирании.

При описании глинистых грунтов название им дается на основании следующих признаков:

- *супесь* – малопластичный грунт, при скатывании из него жгута быстро крошится, при растирании ощущаются зерна песка;
- *суглинок* – более пластичный грунт, хорошо скатывается в жгут, поверхность жгута гладкая, при растирании влажного грунта между пальцами ощущается присутствие песчаных зерен;
- *глина* – высокопластичный грунт, во влажном состоянии раскатывается в тонкий жгут, сгибающийся в кольцо; который на разрезе дает блеск.

При наличии в глинистых грунтах частиц крупнее 2 мм к наименованию грунта должны прибавляться термины «с галькой» («со щебнем») или «с гравием» («с дресвой»), если содержание соответствующих частиц составляет 15...25 % по массе, и «галечниковый» («щебенистый») или «гравелистый» («дресвянистый»), если этих частиц содержится в грунте 25...50 % по массе. При наличии частиц крупнее 2 мм более 50 % по массе грунты должны быть отнесены к крупнообломочным.

Для глинистых грунтов изучение окатанности зерен не целесообразно, так как зерна алевритовой размерности не окатываются в процессе седиментогенеза. Предельным размером, ниже которого обломочные частицы не окатываются и почти всегда имеют угловатую форму, считается размер 0,10...0,05 мм.

Предварительно консистенцию супеси можно определить по следующим признакам:

- *твердая*, когда образец грунта ломается без изгиба, разбивается на куски, при сжатии в ладони рассыпается, при растирании пылит;
- *пластичная*, когда образец грунта легко разминается, пластичен, формируется и сохраняет форму, иногда обладает липкостью, на ощупь влажный или очень влажный, при умеренном нажиме палец вдавливается на несколько сантиметров;
- *текучая*, когда образец грунта не держит форму, легко деформируется при механическом воздействии и растекается.

Консистенцию *суглинков и глин* можно установить по следующим признакам:

- *твердая*, когда образец грунта высох и обесцветился, разбивается на куски, при сжатии в ладони рассыпается, при растирании пылит, ноготь вдавливается в грунт с трудом;
- *полутвердая*, когда образец грунта без заметного изгиба ломается с образованием шероховатой поверхности излома, при разминании крошится, ноготь вдавливается в грунт без особых усилий;
- *тугопластичная*, когда образец, вырезанный в виде бруска, изгибается до излома, с трудом разминается, при сильном нажиме палец оставляет неглубокий отпечаток;
- *мягкопластичная*, когда образец на ощупь влажный или очень влажный, легко разминается, формируется и сохраняет форму, иногда на продолжительное время, при умеренном нажиме палец вдавливается на несколько сантиметров;
- *текучепластичная*, когда образец на ощупь влажный, разминается при легком нажиме, форму не сохраняет, липкий и не может быть раскатан в жгут толщиной 3 мм без подсушивания;
- *текучая*, когда образец на ощупь очень влажный, не держит форму, растекается толстым слоем по наклонной поверхности.

Так как консистенция грунтов зависит от их влажности, то эти две характеристики должны быть увязаны при описании грунтов. Нельзя давать противоречивые характеристики, например «маловлажный» и «мягкопластичный».

Цвет грунтов зависит, в основном, от присутствия в них трех групп химических веществ:

- а) перегнойных веществ, придающих грунту черные и серые цвета;
- б) соединения водной окиси железа ($\text{Fe}_2\text{O}_3 \cdot n\text{H}_2\text{O}$), придающего грунту красную, желтую и оранжевую окраску;
- в) кремнекислоты (SiO_2), углекислой извести (CaCO_3), каолина ($\text{Al}_2\text{O}_3 \cdot 2\text{SiO}_2 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$) и гидратов алюминия, имеющих белый цвет.

Различное сочетание этих трех групп химических веществ обуславливает большое разнообразие цветов и оттенков грунта. Основными цветами грунтов являются: красный, черный и белый; промежуточными: а) оранжевый, желтый, светло-желтый; б) коричневый, светло-каштановый, каштановый, темно-каштановый; в) белесый, светло-серый, серый, темно-серый; г) светло-бурый, бурый, темно-бурый; красно-бурый, палевый. При описании нужно тщательно следить за изменением окраски, так как оно свидетельствует о нарушении однородности грунтов, при этом следует иметь в виду, что цвет грунта зависит от степени влажности – при большей влажности он кажется более темным, при меньшей влажности – более светлым. Поэтому цвет должен определяться вместе с определением степени влажности.

Структурные особенности характеризуются сложением грунта, наличием слоистости, формой отдельности в естественном и разрыхленном состоянии, при описании фиксируют следы деятельности организмов, растений и циркулирующих водных растворов (новообразования). *Строение глинистых грунтов* наиболее сложное из всех описанных выше грунтов. В 1983 г. В.И. Осиповым была разработана классификация микроструктур грунтов по характеру структурных связей [89], а в 1988 г. В.Н. Соколовым предложена классификация микроструктур глинистых грунтов. Для нелитифицированных коагулированных глинистых осадков были выделены диспергированные (А) и агрегированные (Б) микроструктуры. Первые состоят из первичных частиц, отделенных друг о друга водными прослойками, вторые – из агрегатов частиц.

У глинистых, как и у иных связных грунтов, различают *естественную* (природную или ненарушенную) структуру и *искусственную* (или нарушенную, например перемятием и др.). В.Н. Соколовым на базе факторного анализа данных электронно-микроскопических исследований была разработана инженерно-геологическая классификация, где выделяется три класса микроструктур по параметру дисперсности: тонкодисперсная, среднедисперсная и крупнодисперсная. В каждом из них выделяется 3 подкласса микротекстур по параметрам

ориентированности: слабоориентированная, среднеориентированная и высокоориентированная. В пределах подклассов выделены группы микроструктур по преобладающему типу контактов: коагуляционная, смешанная и кристаллизационно-цементационная, каждая из которых характеризуется определенными значениями прочности на одноосное сжатие и прочности индивидуальных контактов [89].

Структуры лёссовых грунтов в 1966 г. А.К. Ларионов подразделил на классы, которые определяются взаимоотношением и характером взаимосвязи обломочных (песчаных и пылеватых) зерен и частиц: класс глинисто-пленчатых, зернисто-агрегативных и агрегативных структур; на подклассы по характеру структурных связей: коагуляционные и смешанные (коагуляционно-кристаллизационные); на типы структур по наличию основных категорий воды, на виды по величине общей пористости: ультравысокопористые ($n > 49\%$), высокопористые ($43\% < n < 49\%$), пористые ($39\% < n < 43\%$) и низкопористые ($n < 39\%$); на разновидности по гранулометрическому составу, а именно по содержанию глинистой фракции (менее 0,002 мм): малодисперсные (менее 10%), среднedisперсные (10...25%), дисперсные (25... 40%), высокодисперсные (40...60%) и весьма дисперсные (более 60%).

Согласно Г.Г. Ильинской и Ц.М. Райтбурд (1968), *макротекстуры* глинистых грунтов подразделяются на *беспорядочные и упорядоченные* (ориентированные) макротекстуры. Среди *беспорядочных* макротекстур выделяются: массивная, глыбовая, комковатая, ореховидная. Среди *упорядоченных* макротекстур выделяются: слоистая (горизонтальнослоистая, косо-слоистая), столбчатая; плитчатая, сланцеватая, листоватая, чешуйчатая. Особенности макротекстур обнаруживаются невооруженным глазом и устанавливаются на образцах монолитов или в обнажениях глин.

Среди микротекстур глинистых грунтов по ориентировке элементов выделяются *беспорядочные и ориентированные*. *Беспорядочные микротекстуры* могут подразделяться на следующие разновидности: губчатая, или спутанно-волокнистая, ячеистая, скелетная, матричная, доменная, глобулярная, а также пятнистая (гнездовидная, ступчатая зональная, струйчатая, хлопьевидная, очковая). *Ориентированные микротекстуры* могут подразделяться на подгруппы по различным параметрам ориентированности. Например, согласно В.Н. Соколову (1988), по коэффициенту анизотропии они могут подразделяться на слабо-, средне- и высокоориентированные, а среди них – ламинарные (или слоистые) и турбулентные.

Для определения характера и размеров пор прибегают к терминам: микропористый с диаметром пор менее 1 мм и макропористый с порами более 1 мм. При макропористом строении указывают приблизительные размеры пор в мм и прибегают к термину «лёссовидный грунт» и «лёсс».

Под включениями понимаются встречающиеся в грунте инородные тела, генетически не связанные с процессом его формирования. К включениям относятся обломки скальных пород, растительные и животные остатки, продукты деятельности человека (в культурном слое). При описании включений обломков скальных грунтов (щебня, гравия и валунов) нужно указать их петрографический состав, размеры обломков (от и до), процентное содержание.

Минералогический состав глинистых грунтов в первую очередь устанавливают по степени карбонатности породы, путем воздействия на нее 10%-го раствора соляной кислоты. При вскипании, в зависимости от интенсивности последнего, добавляют термин «слабокарбонатная», «карбонатная» или «сильнокарбонатная». В зависимости от присутствия солей, цементирующего вещества или минералов (слюда, каолин) при описании применяют термины: засоленный, загипсованный, кремнистый, слюдястый, каолинизированный. При этом отмечают степень засоления или цементации и количество минеральных примесей. Например, слабозасоленный, засоленный, сильнозасоленный или слабослюдястый, слюдястый, сильнослюдястый. Определение минерального состава глин производят и по косвенным признакам, цвету, степени набухания и характеру суспензии. Светлые тона окраски, сильное разбухание образцов, а также студенистая суспензия свидетельствуют о наличии большого количества монтмориллонита и склонности грунта к сложным деформациям.

Новообразования описываются так же, как и в несвязных грунтах. Является обязательным фиксирование количества, формы и размеров ходов землероев, а также твердых, мягких и порошкообразных новообразований.

Ископаемые остатки животных и растений позволяют судить о возрасте пород, поэтому при установлении их наличия в буровом журнале записывают глубину, на которой они обнаружены, а само ископаемое осторожно упаковывают и кладут в ячейку ящика или хранят отдельно. Наличие современных растительных остатков также отмечают при описании грунтов, при этом указывают их содержание (большое количество или незначительное).

Прочность (связность) в сухом состоянии дает представление о пластичности грунта. Чтобы установить прочность (связность) в сухом состоянии, образец должен быть высушен. Сопротивление крошению и растиранию между пальцами – мера прочности (связности) в сухом состоянии, обусловливаемой типом и содержанием тонких фракций. Различаются следующие прочности в сухом состоянии:

- а) *низкая*: высушенный грунт распадается при слабом или умеренном давлении пальцев;
- б) *средняя*: высушенный грунт распадается при существенном давлении пальцев на куски, которые до тех пор проявляют связность;
- в) *высокая*: высушенный грунт больше не может быть разделен при помощи пальцев, а может быть только разбит [120].

Запах грунта выявляет его органическую или неорганическую природу. После увлажнения сухие неорганические глины имеют земляной запах. Свежие увлажненные органические грунты имеют затхлый (плесневый) запах, который может быть усилен нагреванием увлажненного образца. Разлагающиеся, гниющие органические компоненты грунта можно распознать по характерному запаху сероводорода, который может быть усилен добавлением на образец разбавленной соляной кислоты.

Органические грунты надлежит описывать по следующей схеме (см. п. 2.2.2.2): название, зольность, степень разложения, тип (верховой, низинный, переходный), подтип (лесной, лесотопяной, топяной), группа (моховая, древесная, травяная и др.), вид (осоковый, фускум-торф и др.), цвет, структурные особенности, включения, новообразования, прочность, запах и др. Ниже приводится описание наиболее широко распространенных в Западной Сибири чистых видов торфа моховой, травяной и древесной групп [119, 51].

В *моховую группу* входят сфагновые торфа: фускум, ангустифолиум, магелланикум, сфагновый мочажинный и комплексный верховой торф, сфагновый низинный и другие виды.

Фускум-торф отлагается в фускум-фитоценозах, произрастающих обычно на наиболее приподнятых участках верховых болот в различных условиях минерального питания. Торф образует залежи большинства торфяных месторождений верхового типа и рямов Западной Сибири; в грядово-мочажинном и грядово-озерковом комплексах растительности он формирует слабо облесенные кочки-бугры, встречается отдельными кочками среди гипновых растительных группировок. Торф слабо гумифицирован, губчатой или соломистой структуры. Состоит из остатков буроватых ломких стебельков фускум-торфа, с густыми сближенными веточками, которые составляют более 60 % общей массы, как примесь встречаются магелланикум и ангустифолиум-торф, единичные остатки пушицы, кустарничков и сосны.

Ангустифолиум-торф залегает обычно с поверхности до глубины 1,0...1,5 м или в виде прослоек встречается в магелланикум-торфе. В светлом солоmistом торфе, состоящем в основном из остатков ангустифолиум-торфа (до 60 %), встречаются в небольшом количестве магелланикум-торф, волокна и корешки пушицы, шейхерии с небольшой примесью кустарничков.

Магелланикум-торф отдельными участками формирует залежи на болотах, покрытых сосново-пушицевым и сосново-сфагновым фитоценозами. Торфообразующей растительной группировкой является магелланикум-фитоценоз моховой группы верхового типа, который в грядово-мочажинном комплексе занимает довольно большие площади, на которых отлагает мощные пласты торфа. При невысокой степени разложения этот торф сохраняет солоmistую структуру, в которой довольно хорошо различимы обрывки сте-

бельков, а иногда даже отдельные веточки с крупными листьями мхов, заметна примесь волокон пушицы. Основную массу волокна под микроскопом составляют остатки магелланикум и ангустифолиум-торфа в различных процентных соотношениях, постоянна примесь пушицы (до 25 %).

Сфагновый мочажинный торф формируется в понижениях грядово-мочажинных участков, в сфагновых мочажинных топях под топяными участками с небольшими кочками, образованными фускум-, магелланикум-, ангустифолиум-торфом. Торф в естественном залегании сильно обводнен, имеет желтовато-серый цвет и волокнисто-губчатую структуру. Волокно сфагнового мочажинного торфа образовано остатками мочажинных мхов, с остатками шейхцерии и осоки, которые составляют более 50 % волокна, остатки фускум, магелланикум, ангустифолиум-торфов слагают большую часть остальной массы, характерно наличие единичных остатков пушицы и кустарничков.

Комплексный верховой торф отлагается в грядово-мочажинном и грядово-озерном комплексах фитоценозами, заселяющими кочки-бугры. Торф имеет солоmistую структуру и светло-коричневую окраску, в растительном волокне преобладают остатки сфагновых мхов в различных процентных соотношениях, встречаются остатки кустарничков и сосны, из травянистых остатков в волокне небольшая примесь пушицы, шейхцерии и осоки.

Сфагновый низинный обтузум-торф встречается на торфяниках склонов в условиях подтопления бедными грунтовыми водами, в виде сплавин по берегам озер, в залежах периферийных участков олиготрофных торфяных месторождений водоразделов и высоких террас. Торф имеет светлую желтовато-серую окраску, потому что основную его массу составляют остатки низинных сфагновых мхов (до 60 % и более), сохранивших свой светлый естественный цвет.

Гипновые мхи составляют основную массу растительного волокна гипнового низинного торфа. Торф отлагается в гипновых фитоценозах на притеррасных или водораздельных торфяниках, обильно увлажняемых грунтовыми водами. Встречается преимущественно либо в поверхностных слоях залежи, либо в ее нижних частях, нередко в придонном слое. В прошлом гипновые фитоценозы имели более широкое распространение, о чем свидетельствуют хорошо выраженные слои гипнового торфа в основании залежи болот как озерного, так и суходольного происхождения. Свежеотобранный гипновый низинный торф имеет характерную коричневую окраску, быстро темнеющую при окислении на воздухе. Остатки мхов хорошо сохранены, листочки и стебельки различимы на глаз. Микроскопический анализ обнаруживает в гипновом низинном торфе наличие остатков зеленых мхов, составляющих нередко до 80 % общей массы растительного волокна. Следует отметить постоянное присутствие корешков осок.

Древесная группа. В эту группу входят торфа: березовый, сосновый, еловый, кедровый, ольховый, низинный, ивовый и другие. Древесный торф встречается сравнительно редко, образуя придонные слои или окаймляя залежь. Для древесных торфов характерна высокая степень разложения, темно-коричневый, почти черный цвет, структура комковато-зернистая или пластинчатая. Сильно разложившийся ($D_{dp} = 35..50\%$) сосновый и сосново-сфагновый торфа имеют тонкозернистую пластинчатую структуру, так как сами древесные остатки сохраняются лучше остатков других растений.

Сосновый торф откладывается в одноименных фитоценозах в условиях значительного дренажа. В низинных торфах примесь остатков березы постоянная, но незначительная, присутствуют корешки осок и остатки большого числа других травянистых растений. В естественном состоянии – это темная или коричневого цвета пластичная зернистая масса с заметными на глаз включениями кусочков красноватой коры сосны и прожилками тонких беловатых корешков осок. Растительные остатки в нем подверглись значительному разрушению и трудно поддаются определению. При микроскопическом анализе в нем различима кора и древесина сосны и корешки кустарничков, составляющие до половины общей массы растительного волокна. Постоянно присутствуют ткани сфагновых и зеленых мхов, пушицы.

Березовый торф образуется на низинных торфяниках, близ дренирующих водоприемников, что позволяет развиваться здесь довольно мощному древесному ярусу березы. Березовый торф в естественно-влажном состоянии по окраске очень темного, почти черного цвета с вкрапленными белыми небольшими кусочками коры березы. Под микроскопом в торфе обнаруживается значительное количество остатков древесины и коры березы, составляющих более 40 % общего количества различных растительных остатков, характерны корешки осок.

Травяная группа. Травяной торф представляет собой набор остатков травяных торфообразователей. К нему относятся верховые торфа: пушицевый и шейхцериевый верховой, а также низинные виды: тростниковый, осоковый и шейхцериевый низинный. Его структура, в зависимости от преобладания тех или иных компонентов, может быть как волокнистой (шейхцериевый, тростниковый), так и войлочной (осоковый).

Пушицевый торф отлагается зарослями пушицы. Встречается небольшими маломощными прослойками в торфяниках верхового типа или слагает верховую залежь на окрайках болот. Торф имеет темно-коричневую окраску, в нем ясно заметны волокна пушицы, составляющие 60 % и более общего количества волокна; постоянны примеси остатков сфагновых мхов, встречаются единичные остатки сосны и кустарничков.

Осоковый торф. Осоковый фитоценоз в торфяных низинных залежах сформировал мощные толщи осокового торфа. Примесь остатков других травянистых растений невелика, отмечается небольшая примесь остатков гипновых и низинных сфагновых мхов. Резко выступающие на общем темном фоне серые корешки осок, пронизывающие торф во всех направлениях и придающие ему темно-серую окраску, выделяют осоковый торф среди остальных видов торфа. Микроскопическая картина торфа представляет сеть корешков осок, составляющих нередко до 60...80 % общего количества растительного волокна.

Шейхцериевый верховой торф отлагают заросли шейхцерии со сфагновыми мхами, занимающие значительные площади в наиболее обводненных участках грядово-мочажинного и грядово-озеркового комплексов растительности или на сильно подтопляемых периферийных участках болотных массивов. По мочажинам и в грядово-мочажинном комплексе растительности шейхцериевый верховой торф представлен обычно неглубокими и ограниченными по площади участками (линзами). На сильно обводненных краевых участках торфяников образуются часто мощные по глубине и обширные по простиранию пласты шейхцериевого верхового торфа. *Шейхцериевый низинный торф* откладывался в фитоценозах, состоящих из преобладающей по количеству шейхцерии с примесью осок, сфагновых и гипновых мхов. В массовом количестве шейхцерия в настоящее время встречается в фитоценозах верхового и переходного типов. Шейхцериевый торф имеет темно-коричневую окраску и слизисто-волокнистую структуру благодаря примеси детрита. Микроскопический анализ обнаруживает в волокне более 60 % остатков шейхцерии, присутствуют остатки сфагновых мхов, единичные остатки древесины сосны.

Тростниковые торфа небольшой мощности и высокой зольности характерны для торфяных месторождений лесостепной зоны Западной Сибири, района займищно-рямовых торфяников. Более мощные залежи типичны для пойменных массивов. Периодические подсыхания торфообразующего слоя в пойменных массивах приводят к несколько повышенной степени разложения тростникового торфа, а временные затопления приносят большое количество минеральных примесей, повышающих зольность до 12...15 %. Торф визуально характеризуется грубоволокнистым строением и ленточной структурой: в темно-серой или черной войлочной массе видны крупные включения широких, желтовато-серых, легко отслаиваемых лент-корневищ. При микроскопическом анализе обнаруживаются эти же остатки тростника, составляющие более 60 % общей массы волокна. Остальную его часть в основном слагают корешки осок с примесью тканей других травянистых растений.

Различают следующие типы торфяных структур [90, 119]:

1) *тонкозернистая пластичная* связная структура верховых торфов высокой степени разложения (сосново-пушицевого, сосново-кустарничкового);

2) *грубозернистая (зернисто-комковатая) слабосвязная*: характерна для древесных низинных торфов; возникает в результате распада коры и древесины на зерна призматической, кубовидной формы; частицы гумуса располагаются рассеянно;

3) *ленточная или ленточно-слоистая*: выражена в тростниковом, вахтовом, хвощовом торфах; по мере нарастания торфа горизонтально расположенные в нем корневища и корни уплотняются и принимают вид плоских лент, переслоенных гумусом;

4) *войлочная структура*: характерна для осоковых торфов; растительное волокно состоит из корешков осок, которые внедряются в торф в разных направлениях, переплетаются и приобретают вид войлока;

5) *волокнистая структура*: характерна для пушицевого и шейхцериевого торфов слабой степени разложения; остатки пушицы сохраняются в виде волокнистых прядей, шейхцериевые – в виде волокна из корневищ;

6) *чешуйчатая-слоистая структура*: характерна для гипновых торфов; стебли гипновых мхов сохраняют горизонтальное положение, а листья на них выглядят как чешуйки;

7) *губчатая структура*: характерна для сфагновых торфов, чаще всего представленных фускум-торфом;

8) *соломистая структура*: характерна для сфагновых торфов слабой степени разложения, располагающихся в поверхностных слоях залежи; элементы волокна расположены рыхло, не уплотнены;

9) *плойчатая структура*: характерна для сфагновых торфов слабой степени разложения, уплотненных тяжестью вышележащих слоев.

Структура торфа из-за разнообразия форм и размеров элементов, представленных от крупных волокон растений, корней, остатков древесины до тонкодисперсных разложившихся частиц, весьма индивидуальна для каждого вида. Она не остается постоянной, может меняться по мере уплотнения торфа. Каждый вид обладает соответствующей структурой, и если торф этого вида может иметь широкие интервалы по степени разложения, как, например, пушицевый, шейхцериевый, то он имеет и определенную структуру при данной степени разложения.

Грунты мерзлые. При изучении многолетнемерзлых грунтов следует определять характеристики, необходимые для описания соответствующей группы грунтов (грунты связные, скальные, полускальные и ледяные), а также их состояние (твердомерзлое, пластично-мерзлое, сыпучемерзлое), криогенное строение и льдистость пород. Гранулометрический состав определяется визуально по оценке зернового состава, петрографический состав также определяется визуально. Точное определение гранулометрического, петрографического, минералогического и химического составов грунта производится в лаборатории по образцам, отобранным из каждой литологической разности.

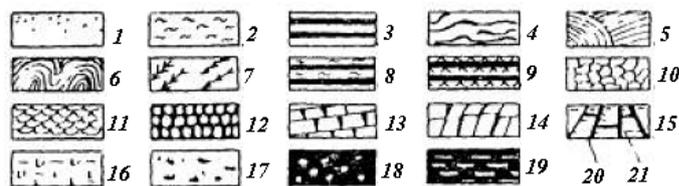


Рис. 3.6. Криогенные текстуры вечномерзлых грунтов:
 1 – массивная; 2 – линзовидная; 3 – полосчатая; 4 – волнистая;
 5 – косая; 6 – плоччатая; 7 – прожилковая; 8 – поясковая;
 9 – сложнослоистая; 10 – ячеистая; 11 – плетенчатая;
 12 – чешуйчатая; 13 – плитчатая; 14 – блоковая;
 15 – сложносетчатая; 16 – корковая; 17 – порфирировидная;
 18 – базальная; 19 – атакситовая;
 20 – скелет мерзлого грунта; 21 – лед

Криогенное строение характеризуется морфологией ледяных включений, структурой минеральных отдельностей, структурой грунтового льда и характером соотношения и связей между ними, которые определяются методически отдельно в ходе их описания.

Криогенная текстура характеризуется следующими основными параметрами: размером ледяных включений, их формой и ориентировкой в образце. Классификация текстур и структур проводится по табл. 2.23, более детально – по рис. 3.6.

Мерзлым крупнообломочным, песчаным и глинистым грунтам свойственны те же структуры, что и таким же талым породам, т. е. пелитовая, алевролитовая, псаммитовая, псефитовая и др., но их необходимо дополнять характеристикой льда-цемента. Полное определение структуры мерзлых грунтов должно включать указания о типе структуры грунтов, типе цементации льдом, его распределении и структуре.

Структура льда характеризуется: размерами, формой, ориентировкой кристаллов льда, распределением в нем включений минеральных органических частиц и газа. Эти основные параметры структуры служат материалом для вычисления различных коэффициентов: удлинения кристаллов, неоднородности их размеров, извилистости границ, коэффициентов этих параметров по глубине.

Тип цементации мерзлых грунтов одновременно характеризует и содержание в них льда. При этом следует различать следующие типы льда-цемента: *контактный*, *пленочный*, *поровый* и *базальный*. Лед-цемент имеет всегда кристаллически зернистые структуры. В зависимости от размера зерен различают следующие его структуры: явно кристаллические (крупно-, средне- и мелкозернистые) и скрыто кристаллические (микроразделенные), равномерно зернистые и порфиоровые.

В зависимости от соотношения зерен льда-цемента с частицами скелета породы различают следующие структуры:

- межчастичную (интерсертальную) – зерна цемента расположены в единичных промежутках между частицами скелета и не превышают их по размерам;
- объемлющую (пойкилитовую) – зерна цемента крупнее частиц скелета и обволакивают их.

При описании мерзлых грунтов обязательно определяется их льдистость. Изучают основные особенности соотношения различных компонентов: льда, минеральных прослоек, органических включений и примесей; фиксируют характер слоистости, отдельности в минеральных прослойках. Кроме того, вычисляются коэффициенты изменения линейных размеров и объема ледяных включений относительно глубины, расстояния от поверхности образца или любой другой характерной плоскости. Таким же образом рассчитывается коэффициент изменения углов наклона (элементов залегания) ледяных включений по глубине. Основным параметром является также температура образца в ходе его промерзания на различной глубине, точность измерения которой не должна быть грубее $\pm 0,1$ °C.

Техногенные грунты описывают по вышеприведенным схемам в зависимости от того, к какому классу они относятся (см. табл. 9.1–9.3).

3.2. Требования к отбору, хранению, транспортировке и качеству образцов грунта

Отбор образцов грунта нарушенного сложения [16]. Образцы природных дисперсных, мерзлых и техногенных грунтов необходимо отбирать из открытых горных выработок бороздовым методом, а из скважин – точечным методом. Отбор образцов из открытых выработок следует выполнять из лунки на дне выработки или борозды на ее стенке после удаления засохшего или размоченного грунта.

Образцы грунта нарушенного сложения, для которых не требуется сохранение природной влажности, укладывают в тару, обеспечивающую сохранение мелких частиц грунта. Образцы, для которых требуется сохранение природной влажности, укладывают в тару с герметически закрывающимися крышками. Грунт должен заполнить тару полностью. Образцы грунта, предназначенные для определения влажности, необходимо взвесить сразу после отбора. Внутри тары вместе с образцом укладывают этикетку, завернутую в кальку, покрытую слоем парафина с гудроном; вторую этикетку наклеивают на тару. На этикетке необходимо указать: наименование организации, проводящей изыскания; наименование объекта, выработки и ее номер; глубину отбора образца; краткое описание грунта; должность и фамилию лица, производящего отбор образцов, его подпись; дату отбора образца.

Отбор монолитов. При отборе монолитов из горных выработок применяют точечный метод отбора образцов. Монолиты, у которых сохраняется форма без жесткой тары, отбирают с помощью ножа, лопаты и пр. в виде куска грунта. Монолиты скального рыхлого и малопрочного, а также крупнообломочного грунта допускается отбирать способом насаживания тары на образец. Высота монолита должна быть не менее его диаметра. В сложных условиях допускается отбирать монолиты, состоящие из двух или более кусков с минимальной высотой каждого *не менее 70 мм*. При отборе монолитов из скважин применяют грунтоносы обуривающего, вдавливаемого, забивного и вибрационного типов, которые следует выбирать в зависимости от класса грунта и его разновидностей. Для отбора монолитов скальных и полускальных очень плотных и плотных грунтов следует применять одинарные колонковые трубы, для отбора рыхлых водопроницаемых грунтов следует использовать двойные колонковые трубы с внутренней невращающейся трубой. В табл. 3.6 и 3.7 приведены размеры и масса образцов грунта, необходимые для определения характеристик их свойств.

Таблица 3.6

Размеры и масса образцов, необходимые для лабораторных испытаний грунтов [16]

Номер документа	Характеристика грунта	Метод определения	Область применения метода	Масса и размер образцов
ГОСТ 5180	Влажность гигроскопическая	Высушивание до постоянной массы	Дисперсные грунты, кроме крупнообломочных	15...50 г
	Влажность суммарная	Средней пробой	Мерзлые грунты со слоистой и сетчатой текстурой	1...3 кг
	Влажность границы текучести и раскатывания	Пенетрация конусом и раскатыванием в жгут	Глинистые грунты	300 г
	Плотность	Режущим кольцом	Грунты, легко поддающиеся вырезке или не сохраняющие формы без кольца, сыпучемерзлые и с массивной криогенной текстурой	$d_k \geq 70$ мм $70 \geq h_k > 21$ мм $\delta_k = 2,0...4,0$ мм
			Глинистые немерзлые грунты	$d_k \geq 50$ мм $40 \geq h_k > 15$ мм $\delta_k = 1,5...2,0$ мм
		Взвешивание в воде парафинированных образцов	Глинистые немерзлые грунты	$V \geq 50$ см ³
		Взвешивание в нейтральной жидкости	Глинистые мерзлые грунты	100...150 г
Плотность частиц грунта	Пикнометрический	Все дисперсные грунты (кроме крупнообломочных)	100...200 г	
ГОСТ 22733	Максимальная плотность	Послойное трамбование грунта	Пески, глинистые грунты, крупнообломочные (гравийные) грунты	Не менее 10 кг
ГОСТ 12536	Состав гранулометрический (зерновой)	Ситовой	Пески с крупностью зерен от 10 до 0,5 мм	100...2000 г
		Ареометрический	Глинистые грунты	200 г
	Состав гранулометрический и микроагрегатный	Пипеточный	Глинистые грунты	10...20 г
ГОСТ 23740	Содержание растительных остатков	Выделение сухим или мокрым способом	Пески и глинистые грунты	Не менее 100 г
	Содержание гумуса	Оксидометрический после удаления хлоридов Сухое сжигание после удаления карбонатов	Пески и глинистые грунты	Не менее 100 г

Номер документа	Характеристика грунта	Метод определения	Область применения метода	Масса и размер образцов
ГОСТ 26263	Теплопроводность мерзлых грунтов	Стационарный тепловой режим	Пески, глинистые грунты, органо-минеральные, крупнообломочные (гравийные) грунты	Цилиндр $d = 100...230$ мм $h = 30$ мм
ГОСТ 12248	Деформируемость немерзлых грунтов: модуль деформации; коэффициент поперечной деформации; коэффициент сжимаемости	Дренажное испытание при трехосном сжатии	Все дисперсные грунты, кроме крупнообломочных	Цилиндр $d \geq 38$ мм при отношении $h/d = 2:1-2,5:1$
		Компрессионное сжатие	Пески мелкие и пылеватые; глинистые грунты с $I_L > 0,25$; органо-минеральные и органические грунты	Цилиндр $d \geq 71$ мм при отношении $h/d = 1:3,5$
	Коэффициент фильтрационной и вторичной консолидации	То же	Глинистые, органо-минеральные и органические грунты	То же
	Структурная прочность	Компрессионное сжатие	Глинистые и органо-минеральные грунты	Цилиндр $d \geq 71$ мм при отношении $h/d = 1:3,5$
ГОСТ 23161	Относительная просадочность при заданном давлении	Компрессионное сжатие по схеме «одной кривой»	Глинистые грунты и пески пылеватые (просадочные разности)	Цилиндр $d \geq 71$ мм при отношении $h/d = 1:3,5$
Относительная просадочность при различных давлениях и начальное просадочное давление	Компрессионное сжатие по схеме «двух кривых»			
ГОСТ 12248	Относительное набухание при различных давлениях и давлении набухания	Компрессионное сжатие	Глинистые и набухающие грунты	Цилиндр $d \geq 71$ мм при отношении $h/d = 1:3,5$
	Относительная усадка (по высоте, диаметру, объему)	При свободной трехосной деформации	То же	То же
ГОСТ 12248	Относительное суффозионное сжатие при заданном давлении	Компрессионное сжатие по схеме «одной кривой»	Засоленные (содержащие легко- и среднерастворимые соли), пески (кроме гравелистых), супеси и суглинки	Цилиндр $d \geq 71$ мм при отношении $h/d = 1:3,5$
	Относительное суффозионное сжатие при различных давлениях и начальное давление суффозионного сжатия	То же, по схеме «трех кривых»	То же	То же
ГОСТ 12248	Прочность немерзлых грунтов: предел прочности на одноосное сжатие; сопротивление недренажному сдвигу	Одноосное сжатие	Полускальные грунты и глинистые водонасыщенные грунты, сохраняющие форму без кольца	Цилиндр $d = 40...100$ мм при отношении $h/d = 1:1-2:1$
ГОСТ 12248	Угол внутреннего трения; удельное сцепление; сопротивление недренажному сдвигу	Неконсолидированно-недренированное испытание при трехосном сжатии	Глинистые, органо-минеральные и органические грунты в нестабилизированном состоянии	Цилиндр $d \geq 38$ мм при отношении $h/d = 2:1-2,5:1$
		Консолидированно-недренированное испытание при трехосном сжатии		
		Консолидированно-дренированное испытание при трехосном сжатии	Все дисперсные грунты	

Номер документа	Характеристика грунта	Метод определения	Область применения метода	Масса и размер образцов
ГОСТ 12248	Сопротивление срезу; угол внутреннего трения; удельное сцепление	Одноплоскостной срез	Пески (кроме гравелистых и крупных); глинистые и органиано-минеральные грунты	Цилиндр $d \geq 70$ мм при отношении $h/d = 1:3-1:2$
	Деформируемость мерзлых грунтов: коэффициент сжимаемости, модуль деформации	Компрессионное сжатие	Глинистые пластично-мерзлые грунты	Цилиндр $d \geq 71$ мм при отношении $h/d = 1:3,5$
	Коэффициент оттаивания; коэффициент сжимаемости при оттаивании	То же	Пески (кроме гравелистых и крупных), глинистые грунты	
	Предел прочности на одноосное сжатие; модуль линейной деформации; коэффициент поперечного расширения	Одноосное сжатие	То же	Цилиндр $d = 71,4$ мм, $h = 140$ мм или $d = 49$ мм, $h = 100$ мм
	Коэффициент нелинейной деформации; коэффициент вязкости для сильнотвердых грунтов	Одноосное сжатие	Пески (кроме гравелистых и крупных), глинистые грунты	Цилиндр $d = 71,4$ мм, $h = 140$ мм или $d = 49$ мм, $h = 100$ мм
	Предельно длительное значение эквивалентного сцепления	Испытание шариковым штампом	Пески мелкие и пылеватые, глинистые грунты	Цилиндр $d \geq 71$ мм при отношении $h/d = 1:3,5$
	Сопротивление срезу по поверхности смерзания	Одноплоскостной срез по поверхности смерзания	Пески (кроме гравелистых и крупных), глинистые грунты	Цилиндр $d \geq 70$ мм при отношении $h/d = 1:3-1:2$

Примечание: d – диаметр образца; h – высота образца; d_k – диаметр кольца; h_k – высота кольца; δ_k – толщина стенки кольца; V – объем образца.

Таблица 3.7

Минимальные размеры монолитов грунта (мм), отбираемых из скважин

Грунты		Минимальная высота монолита	Минимальный диаметр монолита	Размер нарушенной периферийной зоны
Скальные		60...70	40	3
Крупнообломочные		–	200	20
Пески	плотные	100	90	10
	рыхлые			
Глинистые	твердые	150	90	10
	полутвердые			
	тугопластичные	150	100	10
	пластичные			
мягкопластичные	100	80	5	
текучепластичные				
	текучие			

Монолит немерзлого грунта, отобранный без жесткой тары, следует немедленно туго обмотать слоем марли, пропитанной смесью парафина с гудроном, затем монолит надлежит покрыть слоем смеси парафина с гудроном, обмотать вторым слоем марли, пропитанной смесью парафина с гудроном, и еще раз покрыть слоем парафина с гудроном толщиной не менее 2 мм. До парафинирования на верхнюю грань монолита следует положить этикетку, завернутую в кальку, покрытую слоем парафина с гудроном. Смесью парафина с гудроном, применяемая для парафинирования, должна иметь температуру 55...60 °С.

Монолиты немерзлого грунта, отобранные в жесткую тару, должны быть немедленно упакованы. Открытые концы следует закрыть жесткими крышками с резиновыми

прокладками. Место соединения крышки с тарой покрывают двойным слоем изоляционной ленты или парафинируют. До установки крышки на верхнюю грань монолита укладывают этикетку. Второй экземпляр этикетки прикрепляют на боковую поверхность жесткой тары.

Монолиты мерзлого грунта следует изолировать способом намораживания на них корки льда толщиной не менее 1 см. Для этого монолит следует многократно погрузить в охлажденную воду или облить охлажденной водой. После каждого погружения или обливания вода на поверхности монолита должна быть заморожена. До замораживания на верх монолита следует уложить этикетку, вторую этикетку необходимо прикрепить сверху монолита перед последним погружением в воду [18].

Решающее влияние на степень повреждения образцов при опробовании имеет чувствительность грунта к механическим воздействиям: слабые грунты более склонны к повреждению, в то время как менее чувствительные грунты, такие как большинство плотных глин, требуют более простых методов опробования. Оценить качество образцов можно, используя площадной коэффициент A_r :

$$A_r = (d_0^2 - d_i^2) / d_i^2,$$

где d_0 и d_i – внешний и внутренний диаметры пробоотборника. Если $A_r < 10\%$, то считается, что состояние образца ненарушенное.

Транспортирование и хранение образцов [16]. Образцы грунта, предназначенные для транспортирования в лаборатории, необходимо упаковывать в ящики (термосы). *Монолиты немерзлых грунтов* укладывают в ящики со слоем стружки или опилок на дне толщиной не менее 5 см. *Монолиты мерзлых грунтов* укладывают в специальные термосы, состоящие из наружного и внутреннего деревянных ящиков, пространство между которыми заполнено теплоизоляционным материалом (вата, сухой мох и др.). При укладке монолиты отделяют от стен ящика плотным слоем заполнителя толщиной 3...4 см и друг от друга слоем толщиной 2...3 см. В качестве заполнителя используют влажные (для монолитов немерзлого грунта) или сухие (для монолитов мерзлого грунта) древесные опилки, стружку.

В лабораторию, расположенную вблизи места отбора, образцы допускается транспортировать без ящиков, но с обязательным соблюдением мер защиты от повреждения изоляционного слоя образцов и подсыхания грунта. *Срок хранения* упакованных образцов грунта нарушенного сложения, для которых требуется сохранение природной влажности, с момента отбора до начала лабораторных испытаний *не должен превышать 2 суток*. Сроки хранения монолитов немерзлого грунта с момента отбора до начала лабораторных испытаний в помещениях или камерах, не должны превышать: 1,5 месяца – для скальных грунтов, песков, глинистых грунтов твердой и полутвердой консистенции; 1 месяца – для других разновидностей грунтов. Образцы мерзлого грунта допускается хранить не более 10 сут.

Монолиты немерзлых грунтов, упакованные в ящики, необходимо транспортировать при положительной температуре окружающего воздуха, а монолиты мерзлых грунтов – при отрицательной температуре воздуха или транспортом, оборудованным холодильными камерами. Упакованные образцы грунта, доставленные в лабораторию без документации, принимать на хранение и производство лабораторных испытаний запрещается. Упакованные образцы грунта нарушенного сложения, для которых требуется сохранение природной влажности, а также упакованные монолиты следует хранить в помещениях или камерах, в которых воздух имеет относительную влажность 70...80 % и температуру плюс 2...10 °С; при хранении монолитов мерзлого грунта – относительную влажность 80...90 % и отрицательную температуру.

Монолиты мерзлых грунтов допускается хранить в специальных горных выработках, пройденных в мерзлых грунтах. При хранении монолиты не должны подвергаться резким динамическим воздействиям, касаться друг друга и стоек полок; должны размещаться на полках помещения (камеры) всей нижней поверхностью в один ярус таким образом, чтобы этикетки находились сверху. При длительном хранении монолитов немерзлых грунтов их необходимо покрывать влажной тканью или опилками.

Наиболее сложно сохранить состав и свойства органических и органо-минеральных грунтов, так как даже при непродолжительном хранении в них интенсивно развивается микрофлора и идет минерализация органики. Максимальное количество микроорганизмов в торфах наблюдается в первый месяц хранения, с увеличением степени разложения их число уменьшается. Как в естественном, так и в нарушенном состоянии наиболее подвержен разложению верхний слой грунта толщиной до 5...10 см, после 10 см наблюдается некоторая относительная стабилизация количества микроорганизмов. Наименее устойчивы к распаду малоразложившиеся осоковые, пушицевые и шейхцериевые виды торфа, которые необходимо исследовать в первую очередь. Образцы, представленные сфагновыми видами, могут храниться значительно дольше. В то же время в верховом водонасыщенном торфе быстрее развиваются микроорганизмы, вызывающие газообразование и всплывание торфа, разложение белков и углеводов с выделением разнообразных продуктов метаболизма, таких как метан, углекислый газ, сероводород. Поэтому после хранения перед опытом необходимо убедиться, что степень разложения образца не отличается от исходной, в обратном случае необходимо удалить верхний разложившийся слой торфа [56].

Категории методов отбора образцов и классы качества образцов для лабораторных испытаний. Качество образцов грунта можно оценить, используя процедуру, предложенную К. Терцаги, согласно которой категория качества образцов (Specimen Quality Designation – *SQD*) изменяется от А (лучшее) до Е (худшее). Образцы хорошего качества должны соответствовать категории от А до В для глин с коэффициентом переуплотнения $OCR < 3...5$, образцы с удовлетворительным качеством соответствуют интервалу *SQD* от В до С. Если объемная деформация при реконсолидации находится в интервале от 0 до 4 %, то результаты испытаний с целью определения параметров прочности и деформируемости не вызывают сомнений [5].

При проходке скважин, отборе керна, извлечении его из грунтоноса и вырезании из монолита образцов происходит частичное разрушение структурных связей, разуплотнение грунта при снятии бытовой нагрузки, процессы газовыделения из поровой жидкости, образование трещин или разрывов. Эффективные напряжения в образце после его извлечения на поверхность практически равны нулю и их вновь необходимо создать в образце перед началом механических испытаний.

На рис. 3.7 показано изменение напряжений в образце грунта, по мере того как он извлекается из массива грунта и подготавливается к испытаниям. На точке *F* рис. 3.7 бытовые напряжения в образце значительно меньше по сравнению с начальными (точка *A*), при этом значение коэффициента пористости грунта выше исходного значения. Так как образцы в лаборатории имеют больший коэффициент пористости, чем в полевых условиях, то результаты лабораторных испытаний будут давать меньшие значения прочности и более высокую сжимаемость по сравнению с теми же грунтами в массиве.

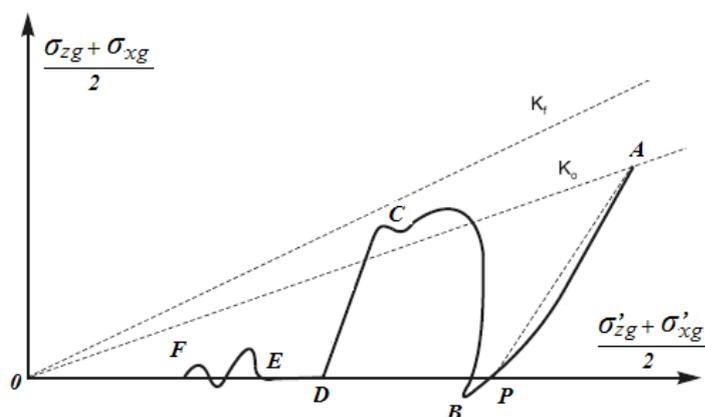


Рис. 3.7. Схема изменения напряженного состояния грунта при его отборе и подготовке к испытаниям: *AP* – опробование при бурении; *AB* – бурение; *BC* – отбор грунта пробоотборником; *CD* – извлечение из пробоотборника; *DE* – изменение содержания воды и газа в образце грунта при доставке и хранении; *EF* – подготовка к испытанию и установка образца в камеру стабилометра

Согласно EN ISO 22475-1 и EN 1997-2:2007 (Еврокод 7, часть 2, раздел 3) на практике рекомендуется использовать три категории методов опробования (А, В, С) в зависимости от необходимого качества образцов. Образцы грунтов, в свою очередь, разделены на 5 классов по качеству в соответствии с характеристиками, которые предположительно остаются неизменными в течение опробования, транспортирования и хранения (табл. 3.8):

- категория А: образцы с классом качества от 1 до 5;
- категория В: образцы с классом качества от 3 до 5;
- категория С: могут быть получены образцы только 5-го класса качества [5].

Таблица 3.8

Класс качества и категория отбора образцов грунта для лабораторных работ

Параметры	Класс качества				
	1	2	3	4	5
Неизменяемые характеристики состава и свойств грунтов:					
размер частиц	*	*			
влажность	*	*	*	*	
плотность, проницаемость	*	*	*		
показатели деформационных и прочностных свойств	*				
Характеристики свойств и условий залегания грунтов:					
последовательность залегания слоев:	*	*			
грубое определение границ слоев	*	*	*	*	
точное определение границ слоев	*	*		*	
пределы пластичности, плотность частиц, содержание органики	*	*	*	*	*
влажность	*	*	*	*	
плотность, пористость, проницаемость	*	*			
показатели деформационных и прочностных свойств	*				
Категория отбора монолитов в соответствии с EN ISO 22475-1	А				
	В				
					С

Образцы грунта с 1 или 2 классом качества могут быть получены методами опробованиями категории А, что предполагает при отборе монолитов и подготовке образцов сохранение их структуры, влажности, коэффициентов пористости, без изменений в составе грунта. Категории А соответствуют технологии отбора монолитов путем их обурирования с промывкой, применение тонкостенных поршневых пробоотборников и вырезание монолитов вручную.

Используя категорию В, нельзя получить образцы выше 3-го класса качества. В этом случае структура грунтов будет нарушена, но удастся сохранить их состав, естественную влажность и классифицировать грунты различных слоев. Изменчивость в геологическом строении может привести к снижению класса качества образцов.

Используя категорию С, нельзя получить образцы выше 5-го класса качества, так как структура грунта будет полностью изменена, влажность не будет соответствовать природной, классификация грунта в этом случае будет неточной. Кроме того, могут произойти изменения в гранулометрическом или химическом составе грунта.

При наличии признаков значительной деформации керн используется только для получения характеристик, соответствующих 2–3 классам и выше (табл. 3.9) [113]. Монолиты грунта, имеющие повреждения изоляционного слоя, дефекты упаковки или нарушение условий хранения, допускается принимать к лабораторным испытаниям только как образцы грунта нарушенного сложения.

Таблица 3.9

Состояние грунта разных классов качества и комплекс лабораторных определений

Класс	Состояние	Описание образца грунта	Лабораторные определения
1	Ненарушенное	Связный грунт, образец не имеет видимых нарушений и деформаций, полный выход керна	Полный комплекс показателей физических и механических свойств
2		Связный грунт, образец имеет видимые следы деформаций	Состав, полный комплекс показателей физических свойств
3	Нарушенное	Нарушена целостность образца, размер нарушенных фрагментов недостаточен для получения проб на плотность	Состав, показатели пластичности и влажность
4		Образец разрушен и разнороден по литологическому составу, низкий выход керна	Состав, показатели пластичности и влажность
5		Образец сильно разрушен, представлен несвязным грунтом, очень низкий выход керна	Визуальное описание грунта

Таким образом, при изысканиях при выборе методов опробования должны быть учтены требования методик дальнейших лабораторных испытаний и допустимая степень нарушения образца. При изучении свойств залегающих на больших глубинах грунтов лабораторные компрессионные и трехосные испытания необходимо проводить при давлениях, соответствующих природным, как в эффективных, так и в полных напряжениях. Для получения достоверных результатов перед трехосными испытаниями необходимо приведение образца к природной плотности с *восстановлением фазового состава* (ВФС) [5].

4. ФИЗИЧЕСКИЕ СВОЙСТВА ГРУНТОВ

Свойством грунта называется присущая данному грунту особенность, отражающая его поведение при воздействии внешних факторов – сил, силовых и энергетических воздействий и вещественных сред, вызывающих изменения свойств и состояния грунта. Характеристика, количественно оценивающая соответствующее свойство грунта, называется *параметром*. Изучение свойств грунтов составляет в грунтоведении основу познания их качеств. Качественная определенность грунтов и происходящих в них явлений – это то, что делает их устойчивыми, что разграничивает их и создает их огромное разнообразие в природе.

Физические свойства грунтов – это характеристики их физического состояния в естественном залегании и при взаимодействии с сооружениями, которые позволяют качественно оценивать их прочность и деформируемость. Физические свойства грунтов проявляются в результате действия на них различных физических полей: гравитационного, теплового, электрического, гидродинамического и др. Основные физические свойства, такие как влажность, плотность и пористость, характеризуют состояние грунта и являются основой прогнозирования механических показателей грунтов, используемых при проектировании сооружений.

4.1. Влажность грунтов

Влажностью грунта называют количество воды, содержащейся в порах грунта в условиях его естественного залегания. Величина естественной влажности является важной характеристикой физического состояния грунта, определяющей его прочность и поведение под нагрузками от сооружений. Особое значение влажность имеет для глинистых грунтов, резко меняющих свои свойства в зависимости от степени увлажнения. Естественная влажность является важным косвенным показателем, необходимым для вычисления объемного веса грунта, пористости, степени влажности и других характеристик.

Объемная влажность (w_n), или объемное содержание жидкости, численно равна отношению объема воды (жидкости) в грунте (V_w) к объему всего грунта (V_{tot}), включая объем воды и газа:

$$w_n = \frac{\text{объем воды}}{\text{объем всего грунта}} = \frac{V_w}{V_{tot}}.$$

Эта величина измеряется в %, или в д. ед., и может меняться от нуля для абсолютно сухого грунта до 100 % (до 1 д. ед.) для полностью водонасыщенного грунта.

Весовая влажность (w), или весовое (массовое) содержание жидкости, численно равна отношению массы воды (жидкости) в грунте (m_w) к массе сухого грунта (m_d):

$$w = \frac{\text{масса воды}}{\text{масса сухого грунта}} = \frac{m_w}{m_d}.$$

Объемная и весовая влажности связаны между собой соотношением:

$$w_n \rho_w = w \rho_d,$$

где ρ_d – плотность скелета грунта, г/см³; ρ_w – плотность воды, г/см³.

Величина весовой влажности также измеряется в %, или в д. ед., но в отличие от объемной влажности *имеет только нижнюю границу – 0 % (для абсолютно сухого грунта)*.

Максимальные значения влажности отмечены у торфов – до 33 д. ед. (или 3300 %) и выше. В торфяной отрасли используется такой параметр, как *влага*, которая определяется как отношение массы воды к массе всего влажного грунта, и в этом случае значения этого показателя не превышают 1 д. ед. (100 %). В литературе встречаются описания торфяных грунтов, влажность которых изменяется от 90 до 1000 % и более, т. е. интервал включает два разных параметра – влагу и влажность весовую, хотя даже для погребенного торфа такая нижняя граница значений влажности не типична.

В настоящее время среди методов определения влажности наибольшее распространение получил весовой метод, ставший стандартным: влажность грунта определяется высушиванием до постоянной массы при температуре 105 °С. Этим методом выполняются исследования грунтов для различных видов строительства на всех стадиях изысканий, за исключением тех случаев, когда грунты содержат значительное количество растительных остатков. Для того чтобы избежать окисления некоторых органических веществ во время сушки, требуются температуры сушки ниже, чем обычные (105 ± 5) °С, например (50 ± 2,5) °С, при которых может не произойти удаление всей воды. Для определения подходящей температуры сушки может понадобиться проведение пробных экспериментов.

Для глинистых грунтов для определения влажности на границе текучести и раскатывания применяются предварительные процедуры перед высушиванием грунта (табл. 4.1).

Таблица 4.1

Методы определения влажности грунта [40]

Определяемая характеристика грунта	Метод определения	Грунты (область применимости метода)
Влажность, в том числе гигроскопическая	Высушивание до постоянной массы	Все грунты
Суммарная влажность	Средней пробой	Мерзлые слоистой и сетчатой криогенной текстуры
Влажность границы текучести	Пенетрация конусом	Пылевато-глинистые
Влажность границы раскатывания	Раскатывание в жгут	То же
	Прессование	То же

Определение влажности методом высушивания до постоянной массы [40].

Влажность грунта следует определять как отношение массы воды, удаленной из грунта высушиванием до постоянной массы, к массе высушенного грунта. Пробу грунта массой 15...50 г помещают в заранее высушенный, взвешенный и пронумерованный стаканчик, который помещают в нагретый сушильный шкаф. Грунт высушивают до постоянной массы при температуре (105 ± 2) °С. Загипсованные грунты высушивают при температуре (80 ± 2) °С в течение 8 ч. Песчаные грунты высушивают в течение 3 ч, а остальные – в течение 5 ч. Последующие высушивания песчаных грунтов производят в течение 1 ч, остальных – в течение 2 ч. После каждого высушивания грунт в стаканчике охлаждают в эксикаторе с хлористым кальцием до температуры помещения и опять взвешивают. Высушивание производят до получения разности масс грунта со стаканчиком при двух последующих взвешиваниях не более 0,02 г. Если при повторном взвешивании грунта, содержащего органические вещества, наблюдается увеличение массы, то за результат взвешивания принимают наименьшую массу. При обработке результатов вычисляют влажность до 30 % – с точностью до 0,1 %, влажность 30 % и выше – с точностью до 1 %.

Определение гигроскопической влажности высушиванием до постоянной массы. Гигроскопической влажностью w_g , % называется влажность грунта в воздушно-сухом состоянии, т. е. в состоянии равновесия с влажностью и температурой окружающего воздуха.

Для определения гигроскопической влажности пробы массой 10...20 г отбирают способом квартования из грунта в воздушно-сухом состоянии, растертого, просеянного сквозь сито с сеткой № 1 и выдержанного открытым не менее 2 ч при данной температуре и влажности воздуха. Пробу грунта в стаканчике взвешивают и сушат.

В состав физических характеристик, определяемых для мерзлых грунтов, входят: суммарная влажность мерзлого грунта (w_{tot}); влажность мерзлого грунта между включениями льда (w_m); влажность мерзлого грунта за счет не замерзшей воды (w_w); влажность мерзлого грунта за счет ледяных включений, прослоев и линз (w_l); влажность мерзлого грунта за счет порового льда (льда-цемента), w_{ic} .

Суммарной влажностью мерзлых грунтов (w_{tot}) называется отношение массы всех видов воды в мерзлом грунте к массе скелета грунта, определяется в соответствии с ГОСТ 5180. Она состоит из влажности мерзлого грунта за счет ледяных включений, прослоев и линз (w_i) и влажности мерзлых минеральных прослоек (w_m), которая, в свою очередь, складывается из влажности мерзлого грунта за счет порового льда (w_{ic}) и влажности за счет незамерзшей воды (w_w):

$$w_{tot} = w_i + w_m = w_i + (w_{ic} + w_w).$$

Обычно все входящие в выражение параметры влажности должны определяться в ходе полевых и лабораторных работ опытным путем. При затруднениях, связанных с их определением, строительными нормами и правилами допускается вычисление части показателей. Влажность мерзлого грунта между включениями льда определяется также в соответствии с [41]. В случае если w_m нельзя определить опытным путем, то для глинистых грунтов она принимается равной влажности на границе раскатывания (w_p).

Влажность мерзлого грунта за счет незамерзшей воды w_w определяется опытным путем, для мерзлых незасоленных грунтов допускается определять ее по формуле

$$w_w = k_w w_p,$$

где k_w – коэффициент, принимаемый по табл. 4.2 в зависимости от температуры грунта T , °С и числа пластичности $I_p = w_L - w_p$, где w_L – влажность грунта, соответствующая верхнему пределу пластичности (влажность на границе текучести).

Влажность мерзлого грунта за счет порового льда (льда-цемента) w_{ic} обычно вычисляется по зависимости:

$$w_{ic} = w_m - w_w.$$

Влажность мерзлого грунта за счет ледяных включений w_i определяется по формуле

$$w_i = w_{tot} - w_m.$$

Таблица 4.2

Значение коэффициентов k_w [104]

Грунты	Число пластичности I_p	Коэффициент k_w при температуре грунта T , °С								
		-0,3	-0,5	-1	-2	-3	-4	-6	-8	-10
Пески и супеси	$I_p \leq 2$	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Супеси	$2 < I_p \leq 7$	0,6	0,50	0,40	0,35	0,33	0,30	0,28	0,26	0,25
Суглинки	$7 < I_p \leq 13$	0,7	0,65	0,60	0,50	0,48	0,45	0,43	0,41	0,40
Суглинки	$13 < I_p \leq 17$	*	0,75	0,65	0,55	0,53	0,50	0,48	0,46	0,45
Глины	$I_p > 17$	*	0,95	0,90	0,65	0,63	0,60	0,58	0,56	0,55

Примечание. В таблице знак «*» означает, что вся вода в порах не замерзшая.

Величина суммарной влажности мерзлых грунтов изменяется в широких пределах и может намного превышать их полную влагоемкость в талом состоянии. Например, влажность мелкозернистых пылеватых песков с включением органического вещества может достигать 60 %, заторфованных суглинков – 150...200 %, а торфа – 400...800 % и более.

Графическое выражение влажности осуществляется путем построения профиля влажности по глубине разреза, где на одной оси координат откладывается среднее значение влажности для каждого слоя определенной мощности, а на другой – глубина отбора пробы. Используется также метод построения хроноизоплант влажности, который позволяет охарактеризовать особенности изменения влажности в грунтовом массиве любой мощности за определенный промежуток времени. Метод заключается в том, что в обычной сетке прямоугольных координат по оси абсцисс откладывают даты, а по оси ординат – глубину от поверхности. Для каждого срока наблюдений на соответствующей ему ординате выписывают величину влажности грунта. Затем на этих ординатах путем интерполяции определяются точки, отвечающие величинам влажности с выбранным интервалом

значений. Точки с одинаковыми влажностями соединяют линиями, которые и являются линиями с одинаковой во времени влажностью.

К физическим свойствам грунтов, связанных с содержанием влаги, относятся также **влагоемкость, влагоотдача, водопоглощение и водонасыщение.**

Влагоемкостью называют способность грунта вмещать максимальное количество воды, обусловленное структурными особенностями и прежде всего той или иной категорией пористости.

Грунты по влагоемкости подразделяют на *влагоемкие* (торф, глины, суглинки), *слабовлагоемкие* (мергель, лёсс, супеси, глинистые песчаники, глинистые пески) и *невлагоемкие* (магматические, метаморфические, плотные осадочные).

Различают следующие виды влагоемкости: *гигроскопическую, максимальную молекулярную, капиллярную и полную.*

Гигроскопической влагоемкостью (w_g) называемся способность частиц грунта притягивать из воздуха парообразную влагу.

Максимальной молекулярной влагоемкостью (w_{mg}) грунта называется способность частиц грунта удерживать на своей поверхности максимальное количество гигроскопической и пленочной воды. Максимальную молекулярную влагоемкость следует определять как влажность грунтовой пасты после прессования ее до завершения водоотдачи грунта. На кусочек ткани кладут шаблон, смазанный вазелином, заполняют шаблон грунтовой пастой, избыток пасты удаляют. Шаблон поднимают, а полученную лепешку покрывают вторым кусочком ткани. На пластину кладут стопку фильтрованной бумаги из 20 фильтров диаметром 90 мм, лепешку в ткани, такую же стопку фильтровальной бумаги, пластину. Полученный таким образом пакет помещают под пресс и выдерживают под постоянным давлением в 1 МПа в течение: пески и супеси – 10 мин, глины и суглинки – 30 мин. Освобождают грунт от пластин, фильтровальной бумаги, ткани, затем сгибают лепешку пополам. Ломкость ее показывает, что водоотдача завершена.

Капиллярной влагоемкостью ($w_{\text{кап}}$) называется максимальное количество воды, удерживаемой в капиллярных порах грунта. Капиллярная влагоемкость грунта численно равна влажности грунта (весовой или объемной) при его капиллярном насыщении, т. е. при наличии всех форм капиллярной воды. Капиллярная влагоемкость определяется только у грунтов, способных содержать капиллярную воду (тонкотрещиноватых и пористых скальных, крупнообломочных и песчаных). У глинистых грунтов (глин, суглинков, отчасти супесей) капиллярная вода может совсем отсутствовать либо будет иметь подчиненное значение по сравнению с осмотической и иными видами связанной воды. Капиллярную воду трудно определить отдельно, поскольку она формируется одновременно с осмотической и связанной водой.

Наибольшей капиллярной влагоемкостью обладают грунты с максимальным содержанием мезо- и микропор капиллярного размера (0,001...1 мм) – пески, супеси, песчаники, алевролиты, высокопористые скальные грунты и т. д.

Полная влагоемкость грунта (w_{sat}) численно равна его влажности (весовой или объемной) при полном заполнении всех пор водой. *Полная влагоемкость* определяется для всех типов грунтов (скальных и дисперсных) и характеризует содержание в грунте всех категорий воды, включая свободную. Наибольшей полной влагоемкостью обладают грунты с наибольшими значениями открытой пористости.

Для ненабухающих грунтов полная влагоемкость является постоянной величиной и, выраженная в объемных долях, совпадает с их пористостью или максимальным значением объемной влажности.

Для набухающих грунтов полная влагоемкость является переменной величиной, зависящей от степени набухания грунта, так как при набухании происходит увеличение объема его порового пространства [50].

Степень влажности (коэффициент водонасыщения) S_r характеризует относительную долю заполнения пор водой (жидкостью) в грунте. Степень влажности используется для определения расчетных сопротивлений грунтов при проектировании естественных оснований зданий и сооружений. Ее величина численно равна отношению объема воды или жидкости (V_w) к объему пор грунта (V_n):

$$S_r = \frac{\text{объем воды}}{\text{объем пор грунта}}, \text{ или } S_r = \frac{V_w}{V_n} = \frac{m_w}{\rho_w \cdot V_n} = \frac{w}{w_{sat}},$$

где w_{sat} – влажность при полном водонасыщении грунта, когда

$$w = w_{sat} = \frac{e\rho_w}{\rho},$$

где e – коэффициент пористости; ρ_w – плотность воды; ρ – плотность твердых частиц грунта.

Величина S_r измеряется в д. ед., или в %, и может меняться от 0 в случае абсолютно сухого грунта до 1 (или 100 %) при полном насыщении пор. В отдельных случаях значения S_r оказываются больше 1 в результате того, что при нагревании грунта до 105...107 °С из него удаляется не только вода, находящаяся в порах, но и часть воды, входящей в состав слагающих грунт минералов (гипс, монтмориллонит и др.), а также некоторых органических примесей. При расчетах S_r нужно учитывать формулу (5.4) для водонасыщенных грунтов.

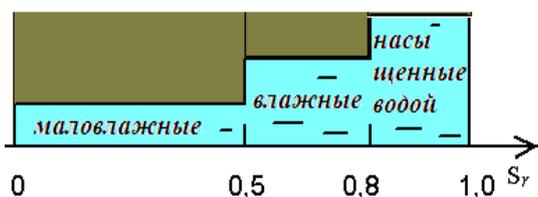


Рис. 4.1. Классификация грунтов по водонасыщенности

Коэффициент водонасыщения является классификационным показателем для дисперсных несвязных грунтов: грунты называются маловлажными при $S_r < 0,5$, влажными при $0,5 < S_r < 0,8$ и насыщенными водой при $S_r > 0,8$ (рис. 4.1).

Влагоотдачей ($w_{отд}$), или водоотдачей, называют способность водонасыщенных грунтов отдавать воду путем ее свободного стекания (т. е. под действием силы тяжести). Влагоотдача характеризует наличие в грунте свободной воды.

Влагоотдача скальных, крупнообломочных и песчаных грунтов примерно равна разности их полной влагоемкости (w_{sat}) и влажности капиллярной влагоемкости ($w_{кап}$):

$$w_{отд} = w_{sat} - w_{кап}$$

В некоторых публикациях неверно указывается, что водоотдача равна разности между полной и максимальной молекулярной влагоемкостью. В этом случае водоотдача учитывает не только свободную, но и основную часть воды переходного состояния – капиллярную и осмотическую, которые, как известно, не стекают под действием силы тяжести.

Влагоотдача глинистых грунтов определяется как разность между их полной влагоемкостью и влажностью свободного набухания (w_{sw}):

$$w_{отд} = w_{sat} - w_{sw}$$

Для тяжелых глин эта величина обычно равна нулю и лишь в легких суглинках и супесях может достигать существенных значений. Наибольшей влагоотдачей (как и наибольшим содержанием свободной воды) обладают сильнотрещиноватые и крупнопористые скальные грунты, а также крупнообломочные грунты без заполнителя, а наименьшей – глины [50].

При исследовании влагоемкости **неразмокающих скальных и полускальных грунтов** определяют их **водопоглощение ($w_{пог}$)**, **водонасыщение ($w_{нас}$)** и **коэффициент водонасыщения ($K_{нас}$)**.

Водопоглощением ($w_{пог}$) называется способность грунта поглощать (впитывать) воду при погружении его в воду в обычных условиях, т. е. при атмосферном давлении и комнатной температуре. Водопоглощение выражают в долях единицы, или в процентах от веса абсолютной породы. В образце формируется свободная, капиллярная и связанная вода, в некоторых случаях возможно образование осмотической воды (при наличии глинистого цемента и др.).

Количественно водопоглощение характеризуется отношением веса поглощенной воды к весу абсолютно сухой породы, т. е. весовой влажностью. Водопоглощение определяется только для неразмокающих грунтов. При этом грунт сначала насыщается капиллярно, а затем полностью погружается в воду (для исключения образования заземленного воздуха).

Величина водопоглощения близка или даже равна капиллярной влагоемкости грунтов ($w_{\text{пог}} > w_{\text{кап}}$), но может несколько превышать ее из-за заполнения свободной водой крупных некапиллярных пор и трещин.

Обычно водопоглощение ниже полной влагоемкости грунта ($w_{\text{пог}} < w_{\text{sat}}$), так как часть пор при таком способе водопоглощения остается занятой заземленным и адсорбированным воздухом.

Водонасыщением ($w_{\text{нас}}$) называется способность грунта в особых условиях поглощать (впитывать) воду при погружении – под вакуумом, при повышенном давлении или кипячении, т. е. способность грунта принудительно впитывать максимально возможное количество воды. Количественно эта величина также выражается весовой влажностью образца после его водонасыщения. Величина водонасыщения больше водопоглощения, так как при насыщении пород в особых условиях воздух и газы в микротрещинах и порах мешают проникновению в них воды. В то же время эта величина обычно равна или меньше (за счет оставшихся незаполненных водой пор) полной влагоемкости грунта ($w_{\text{sat}} > w_{\text{нас}}$). Водонасыщением обычно определяют открытую пористость скальных грунтов.

Коэффициентом водонасыщения ($K_{\text{нас}}$) грунта называют отношение водопоглощения к водонасыщению (не путать со степенью влажности грунта S_r):

$$K_{\text{нас}} = \frac{w_{\text{пог}}}{w_{\text{нас}}}.$$

Величина $K_{\text{нас}}$ является безразмерной и меняется от долей до единицы. Если $K_{\text{нас}} > 0,8$, то такой грунт относится к категории неморозостойких [50].

4.2. Консистенция грунта и ее характеристики

Консистенцией грунта называется его состояние, характеризующее способность сохранять свою форму без внешнего механического воздействия (или при его наличии). Различают ряд консистенций при переходе от жидких к твердым телам: текучую, текуче-пластичную, мягкопластичную, тугопластичную, пластичную, твердую и сыпучую (для песчаных грунтов) консистенции грунтов.

Показатели консистенции определяются для глинистых грунтов и илов. Для торфов эти характеристики получать нецелесообразно, так как пластичность их имеет совершенно другую природу и обусловлена наличием битумов и восков. Наличие в грунтах воды различных категорий приводит к изменению их состояния. Влияние связанной воды на консистенцию наиболее сильно проявляется у дисперсных грунтов, таких как глинистые и особенно лёссовые, так как они обладают большой удельной поверхностью и, соответственно, большим количеством связанной воды. При наличии в глинах свободной воды они приобретают свойство текучести и ведут себя как жидкообразные тела. Если в них присутствует только адсорбционная вода, то они представляют собой довольно прочные грунты твердой консистенции. При наличии в них осмотической и капиллярной воды они легко деформируются, резко теряют свою прочность за счет увлажнения и приобретают свойство пластичности.

Под пластичностью грунта понимается его способность деформироваться без разрыва сплошности под воздействием внешних механических усилий и сохранять полученную форму после их снятия. В настоящее время существует несколько гипотез, объясняющих природу пластичности грунтов. Наиболее широко распространены коллоидная, предложенная П.А. Земятченским, и гидратная гипотеза П.А. Рединбера. Коллоидная основана на том, что коллоиды, присутствующие в глинах, являются «смазкой» между частицами при их относи-

тельном перемещении. *Гидратная* гипотеза предполагает наличие тонкой прослойки жидкой дисперсионной среды, толщина которой соответствует минимуму свободной энергии системы. Наличие этой прослойки жидкости в участках коагуляционного сцепления препятствует дальнейшему сближению частиц, поэтому коагуляционные системы пластичны.

В 1911 г. шведский специалист по механике грунтов Аттерберг разработал основные положения оценки пластичности грунтов, введя понятия пределов для их различных состояний. Пределы Аттерберга представляют собой установленные опытным путем значения влажности, при которых происходят изменения поведения грунта. К пределам Аттерберга, кроме предела текучести w_L ($LL - Liquid Limit$) и предела пластичности w_p ($PL - Plastic Limit$), относится также предел усадки w_{sh} ($SL - Shrinkage Limit$).

Параметрами пластичности грунтов, широко используемыми в инженерно-геологической практике, являются:

1) **нижний (w_p) и верхний (w_L) пределы пластичности**, представляющие собой косвенные показатели, определяющие весовую влажность грунта, при превышении которой он переходит в первом случае из полутвердой консистенции в пластичную, а во втором – из пластичной в текучую;

2) **число пластичности (I_p)** – разность между верхним и нижним пределами пластичности: $I_p = w_L - w_p$.

Для количественной характеристики консистенции грунтов определяют **показатель текучести (I_L)** – отношение разницы влажности и влажности на пределе пластичности к показателю пластичности, – рассчитываемый по формуле

$$I_L = \frac{w - w_p}{w_L - w_p} = \frac{w - w_p}{I_p},$$

где w – естественная влажность грунта.

Показатель текучести I_L (индекс текучести) – мера консистенции грунта в нарушенном сложении при природной влажности. По числу пластичности I_p и показателю текучести I_L глинистые грунты подразделяют согласно рис. 4.2 и табл. 2.5 [34] и прогнозируют их механические свойства. Показатель I_L характеризует состояние глинистого грунта, линейно зависит от естественной влажности, может быть как отрицательным (твердые грунты), так и положительным, в том числе и более единицы (грунты текучей консистенции). При изменении I_L в пределах от нуля до единицы грунты имеют пластичную консистенцию.

Показателем консистенции I_C (индексом консистенции) называется отношение разницы влажности на пределе текучести и влажности к числу пластичности. **Показатель консистенции, как и показатель текучести, является мерой консистенции грунта в нарушенном сложении и определяется по формуле**

$$I_C = \frac{w_L - w}{w_L - w_p} = \frac{w_L - w}{I_p}.$$



Рис. 4.2. Подразделение глинистых грунтов на разновидности по показателю I_L

Определение влажности на границе раскатывания методом раскатывания в жгут [44]. Границу раскатывания (w_p) следует определять как влажность приготовленной из исследуемого грунта пасты, при которой паста, раскатываемая в жгут диаметром 3 мм, начинает распадаться на кусочки длиной 3...10 мм. Постепенное высыхание грунта происходит из-за попеременного раскатывания и смятия шарика или жгута, на которых образуется сухая корочка. Грунту нужно дать время, чтобы он частично высох до состояния, когда можно из него слепить шарик. Грунтовый шарик переминают пальцами и катают между ладонями, пока от тепла рук он не высохнет до появления мелких трещинок на его поверхности. Затем его делят на две части, примерно по 10 г, каждую из которых необходимо разделить на четыре равные части. Грунт переминают между пальцами, чтобы уравнять распределение влаги, после чего из грунта большим и указательным пальцами руки скатывают жгут диаметром примерно 6 мм и раскатывают его по доске (стеклянной или пластмассовой пластинке), слегка на него нажимая (длина жгута не должна превышать ширины ладони). Затем жгут раскатывают пальцами одной руки от кончиков до второго сустава, прикладывая достаточное усилие, чтобы за 5...10 полных движений туда и обратно со скоростью примерно 1 движение в секунду уменьшить его диаметр от 6 до 3 мм. Если при этой толщине жгут сохраняет связность и пластичность, его собирают в комок и вновь раскатывают до образования жгута диаметром 3 мм. Некоторые высокопластичные глины требуют до 10–15 движений. Важно поддерживать постоянное усилие при раскатывании, когда диаметр жгута приближается к 3 мм. Раскатывание продолжают до тех пор, пока жгут не начинает распадаться по поперечным трещинам на кусочки длиной 3...10 мм (рис. 4.3).

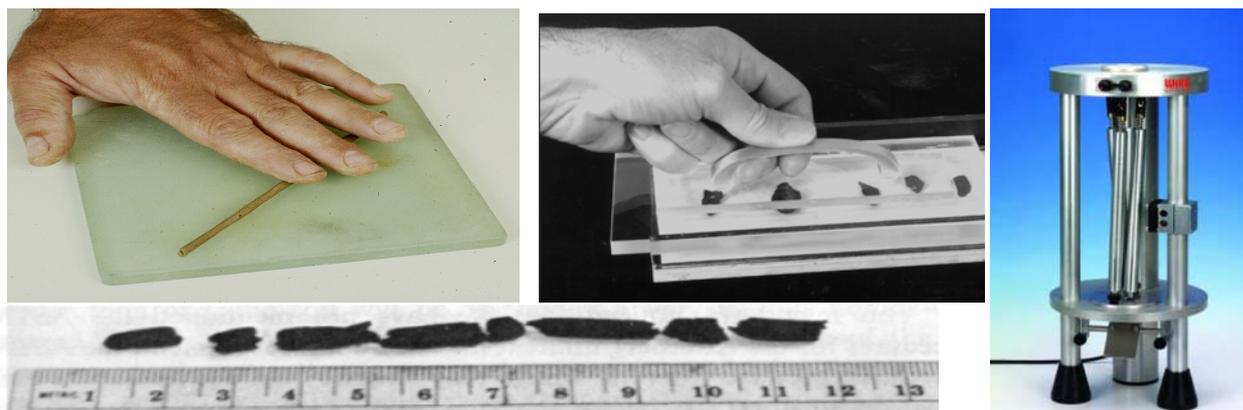


Рис. 4.3. Определение w_p методом раскатывания и автоматическая установка для определения влажности Wille Geotechnik®

Кусочки распавшегося жгута, который оценивается как находящийся на пределе пластичности, нужно собрать в буюк по 10...15 г и сразу закрыть крышкой. Влажность грунта должна быть определена высушиванием.

Для определения влажности на границе раскатывания германской фирмой *Wille Geotechnik*® выпускается автоматическая установка (рис. 4.3), состоящая из трех сушильных трубок, в которых жгутики грунта формируются автоматически с точным диаметром. Исследования показали, что данный метод очень продуктивен, благодаря высокой скорости скатывания жгутиков и их сушке воздухом.

Определение влажности на границе раскатывания методом прессования [44]. Границу раскатывания допускается определять так же, как влажность грунтовой пасты, устанавливаемую после прессования ее в контакте с целлюлозой (фильтровальной бумагой) под давлением 2 МПа (20 кгс/см²) до завершения водоотдачи грунта. Шаблон толщиной 2 мм с отверстием 5 см укладывают на хлопчатобумажную ткань и заполняют грунтовой пастой. Избыток пасты срезают ножом вровень с поверхностью шаблона. Шаб-

лон удаляют, а полученный образец покрывают сверху такой же тканью. Снизу и сверху подготовленного образца укладывают по 20 листов фильтровальной бумаги размером 9×9 см. Подготовленный образец помещают между деревянными или металлическими пластинками и с помощью прессы в течение 10 мин создают давление на образец 2 МПа (20 кгс/см^2). Затем проводят контроль завершения водоотдачи грунта: снимают давление прессы, вынимают образец и, удалив фильтровальную бумагу и ткань, сгибают образец пополам. Границу раскатывания считают достигнутой, если образец на сгибе дает трещину. При отсутствии трещины определение повторяют на новой порции пасты, увеличив длительность прессования на 10 мин по сравнению с длительностью предыдущего испытания. По достижении границы раскатывания сразу определяют влажность образца.

Определение влажности на границе текучести методом пенетрации конуса [44].

Границу текучести (w_L) следует определять как влажность приготовленной из исследуемого грунта пасты, при которой балансирный конус погружается под действием собственного веса за 5 с на глубину 10 мм. Для определения границы текучести (w_L) используют монолиты или образцы грунта нарушенного сложения, для которых требуется сохранение природной влажности. Для грунтов, содержащих органические вещества, границу текучести определяют сразу после вскрытия образца. Для грунтов, не содержащих органических веществ, допускается использование образцов грунтов в воздушно-сухом состоянии.

Образец грунта природной влажности разминают шпателем в фарфоровой чашке или нарезают ножом в виде тонкой стружки (с добавкой дистиллированной воды, если требуется), удалив из него растительные остатки крупнее 1 мм, затем отбирают из размельченного грунта методом квартования пробу массой около 300 г и протирают сквозь сито с сеткой № 1. Пробу выдерживают в закрытом сосуде не менее 2 ч.

Образец грунта в воздушно-сухом состоянии растирают в фарфоровой ступке, не допуская дробления частиц грунта и одновременно удаляя из него растительные остатки крупнее 1 мм, затем просеивают сквозь сито с сеткой № 1, увлажняют дистиллированной водой до состояния густой пасты, перемешивая шпателем, и выдерживают в закрытом стеклянном сосуде не менее 2 ч. Подготовленную грунтовую пасту тщательно перемешивают шпателем и небольшими порциями плотно укладывают в цилиндрическую чашку к балансирному конусу. Влажность пробы должна постепенно либо только возрастать, либо только убывать. Обычно чаще практикуется проведение испытаний от более сухого состояния к более влажному при непрерывном увеличении влажности, хотя приемлемо также проводить испытания от более влажного состояния к более сухому. Если влажность пробы увеличивается, к ней нужно добавить дистиллированную воду, а потом тщательно перемешать шпателем. Если влажность пробы уменьшается, она полностью должна быть выложена на пластину или в испарительную плоску. Затем проба должна быть перенесена в чистую чашку или на плоскую пластину и тщательно перемешана шпателем.

Поверхность пасты заглаживают вровень с краями чашки. Балансирный конус, смазанный тонким слоем вазелина, подводят к поверхности грунтовой пасты так, чтобы его острие касалось пасты. Затем плавно отпускают конус, позволяя ему погружаться в пасту под действием собственного веса. Погружение конуса в пасту в течение 5 с на глубину 10 мм показывает, что грунт имеет влажность, соответствующую границе текучести.

Определение влажности на границе текучести методом Казагранде. Величина LL (w_L) определяется также с помощью чашки Казагранде согласно нормативам BS (Великобритания) и ASTM (США). Процедура этих испытаний известна с 1932 г., она проста и достаточно эффективна. Устройство состоит из съемной латунной чашки (рис. 4.4), которая при помощи кулачкового привода сбрасывается на основание из твердой резины [136]. Грунт в чашке делится ножом на две части V-образным надрезом, после чего в нем остается бороздка шириной 1,25 см. Если при вращении ручки прибора (или вращений при помощи электропривода) приблизительно после 23–26 падений чашки с высоты 1 см бороздка заты-

гивается, то считается, что влажность грунта достигла границы текучести. По результатам испытания строится график зависимости влажности от количества падений чашки, по которому определяют предел текучести как влажность, соответствующую 25 падениям чашки.



Рис. 4.4. Определения границы текучести (w_L) грунта при помощи чашки Казагранде

Опыт показал, что получаемые при этом испытании результаты субъективны и зависят от исполнителя. Более того, чашка Казагранде и сам метод определения подвергались значительным изменениям с тех пор, как его первоначально предложил Казагранде в 1932 г., и эти изменения привели к различиям значений предела текучести. В Европе и Канаде, как альтернатива чашке Казагранде, также применяется прибор с падающим конусом с углом 60° и весом 60 г (рис. 4.5). Определение предела текучести проводится на образце природного грунта или на пробе грунта, у которого оставшиеся на сите с ячейкой размером 0,4 мм или ближайшем (размере) частицы были удалены. Определение проводится методом пенетрации конуса. Стандарт допускает использование как конуса 60 г/ 60° , так и конуса 80 г/ 30° , поскольку использование и того, и другого дает одни и те же значения предела текучести.



Рис. 4.5. Определения границы текучести (w_L) падающим конусом:
а – схема прибора; б – металлический конус; в – общий вид прибора

Испытание также основано на взаимосвязи между содержанием влаги и глубиной проникновения конуса в образец грунта. В состав аппарата входит литое алюминиевое основание, измерительное устройство с круговой шкалой диаметром 150 мм и ценой деления 0,1 мм, с автоматической установкой нуля и спусковой кнопкой, конус и две латунные чаши для образцов. Влажность грунта достигает границы текучести, если пенетрация конуса в грунт достигает 10 мм.

Если в какой-либо момент в ходе вышеописанной процедуры грунт нужно на некоторое время оставить, его следует накрыть испарительной плоской или влажной тканью, чтобы предотвратить высыхание.

Связь влажности (%) и глубины пенетрации может быть представлена в виде графика с полулогарифмической шкалой, где на линейной оси абсцисс откладывается влажность, а на логарифмической оси ординат – глубина пенетрации конуса. Пределы пластичности пород определяют в такой последовательности: измеряют сопротивление вдавлению конуса при влажности, близкой к границе раскатывания R_{n-1} и границе текучести R_{n-2} ; находят со-

ответствующие влажности паст w_1 и w_2 ; вычисляют коэффициенты пенетрации $N_1 = 132 R_1$ и $N_2 = 132 R_2$; на оси $\lg N - w$ графика наносят точки $w_1, \lg N_1$ и $w_2, \lg N_2$, через эти точки проводят прямую; при значениях $N = 1$ и $N = 25$ соответственно находят значения w_L и w_p (рис. 4.6). По полученному графику нужно определить значение влажности, отвечающее глубине пенетрации в 10 мм для конуса 60 г/60° или в 20 мм для конуса 80 г/30°. Если используется конус 80 г/30°, полулогарифмическая шкала может быть заменена линейной по обеим осям.

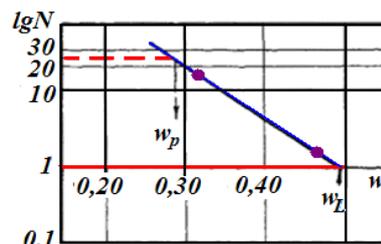


Рис. 4.6. Определение пределов пластичности грунтов пенетрацией конуса

Наиболее тесная корреляционная связь наблюдается между гранулометрическим составом и верхним пределом пластичности. Менее четко выражена, но все же существует связь между степенью дисперсности и нижним пределом пластичности. Исходя из этого, число пластичности может характеризовать с определенной достоверностью литологические разности глинистых грунтов [50]. Это положение легло в основу классификации глинистых грунтов по числу пластичности I_p и классификации по гранулометрическому составу и числу пластичности [34] (табл. 2.5). Следует отметить, что для некоторых глинистых грунтов классификации по зерновому составу и числу пластичности дают разные наименования разновидности грунта.

Характеристики пластичности являются главными классификационными показателями связных грунтов в российских и зарубежных стандартах и по смыслу идентичны. По ГОСТ 5180 определяется граница текучести (w_L) и граница раскатывания (w_p), по ASTM (США) – пределы Аммерберга: *Liquid limit (LL)* и *Plastic limit (PL)*. Разность между этими показателями носит в русском языке название числа пластичности (I_p), в английском – *Plasticity Index (PI)*. Эквивалентом показателя текучести (I_L) служит *Liquidity Index (LI)*.

В зависимости от индекса консистенции I_c (*consistency index*) грунты делятся на 4 группы:

- $I_c \geq 1,0$ – очень твердые;
- $1,0 > I_c \geq 0,5$ – твердые;
- $0,5 > I_c > 0,05$ – мягкие;
- $I_c \leq 0,05$ – жидкие.

При обработке результатов лабораторных определений показателей следует учитывать различия, существующие между границами текучести w_L и LL , которые связаны с гранулометрическим составом используемого для анализа материала и приборами, используемыми для определения параметра. Согласно ГОСТ используется материал, просеянный через сито 1,00 мм, согласно ASTM и BS используется материал мельче 0,425 мм. Кроме того, для определения w_L по ГОСТ применяется вдавливание конуса Васильева, для определения LL согласно ASTM – использование чашки Казагранде. Физическая природа явлений, происходящих в грунтах при этих операциях, близка, но не идентична, поэтому получаемые результаты отличаются друг от друга.

Многочисленными исследованиями установлены зависимости между этими показателями, которые характеризуются высокими значениями коэффициента корреляции (0,9 и более). С допустимой для практических целей точностью при определении классификационного показателя рекомендуется (при отсутствии собственных эмпирических данных) использовать зависимости, полученные для различных регионов [4, 113]:

- Карское море: $w_L = 0,71LL + 5$;
- Охотское море: $w_L = 0,75LL + 6,5$;
- Охотское море: $w_L = 0,79LL + 6,0$ (шельф Сахалина, глины переуплотненные неогеновые);
- Японское море: $w_L = 0,67LL - 4,1$ (район Находки);
- Черное море: $w_L = 1,02LL - 13,26$;

- Печорское море: $w_L = 0,75LL + 6,5$;
- универсальная зависимость: $w_L = 0,72LL + 5,8$ или $w_L = (LL + 8,3) / 1,48$ [34].

С учетом предложенных зависимостей оба показателя w_L и LL могут использоваться для классификации глинистых грунтов в равной мере, а также заменять друг друга [113].

Границы раскатывания (w_p) и *Plastic Limit (PL)* определяются идентичными методами, а результаты анализов также отличаются из-за различий в крупности используемого материала. Для глин эти различия незначительны и проявляются только для супесей.

В.В. Дмитриевым получены уравнения, позволяющие сопоставлять результаты анализов глинистых грунтов [122]:

$$PL = 0,91w_p + 2,2 \text{ или } PL = 0,90w_p + 1,5;$$

$$w_p = 1,10PL - 2,4;$$

$$I_p = 0,60PI + 2,6.$$

На основе анализа результатов многочисленных сопоставительных опытов, выполненных с морскими грунтами по различным методикам, установлена корреляционная зависимость между значениями пределов пластичности, полученными по ГОСТ и BS (Великобритания) или ASTM, дающая возможность классифицировать глинистые грунты как по российским, так и по зарубежным стандартам. На рис. 4.7 представлен график, позволяющий сопоставить величины числа пластичности и влажности на границе текучести, полученные по BS (аналогичные графики используются в ASTM) и ГОСТ, и классифицировать глинистый грунт по любому из этих стандартов [4].

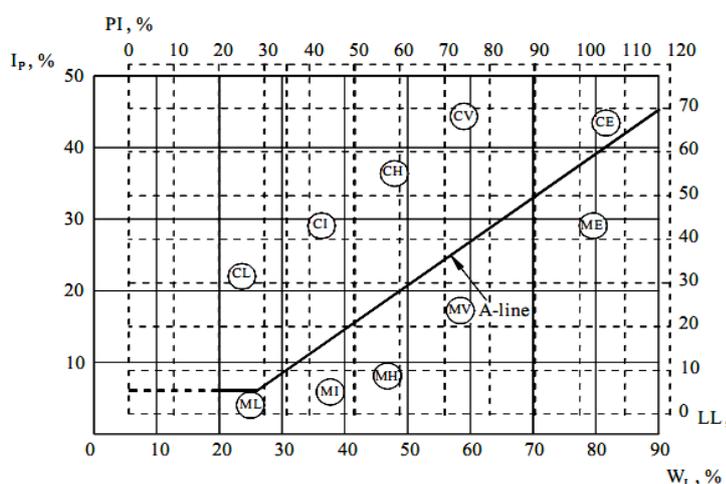


Рис. 4.7. Совмещенные диаграммы пластичности по BS и ГОСТ для классификации грунтов [4]

Диапазон влажности, в котором проявляются пластические свойства грунтов, в значительной мере определяется их минеральным составом. У грунтов, состоящих из минералов группы монтмориллонита, как правило, этот диапазон в несколько раз больше, чем у грунтов, в составе которых преобладают минералы группы каолинита (табл. 4.3). Увеличение пластичности в случае присутствия в грунте минералов группы монтмориллонита связано, с одной стороны, со значительным возрастанием дисперсности грунта, а с другой — с кристаллохимическими особенностями и высокой гидрофильностью минералов этой группы. Влияние кристаллохимических особенностей на пластичность глинистых грунтов становится еще более существенным в зависимости от того, присутствуют ли в обменном комплексе одно-, двух- или трехвалентные катионы. Чем выше валентность обменных ионов, тем меньше в грунте содержится осмотической влаги и меньше его пластичность.

Таблица 4.3

Диапазоны характеристик консистенции глинистых минералов

Минерал	Предел усадки $SL, \%$	Предел пластичности $PL, \%$	Предел текучести $LL, \%$
Монтмориллотнит	8,5...15	50...100	100...900
Нонтронит		19...27	37...72
Иллит	15...17	35...60	60...120
Каолинит	25...29	25...40	30...110
Гидратированный галлуазит		47...60	50...70

Минерал	Предел усадки <i>SL</i> , %	Предел пластичности <i>PL</i> , %	Предел текучести <i>LL</i> , %
Дегидратированный галлуазит		30...45	35...55
Аттапульгит		100...120	160...230
Хлорит		36...40	44...47
Аллофан		130...140	200...250

Влияние дисперсности на пластичность грунтов определяется величиной активной адсорбционной поверхности – коллоидной активностью грунта. Кроме пределов Аттерберга для классификации глинистых грунтов используется такой показатель, как активность грунта *A*, предложенный в 1953 г. Скемптоном и определяемый по формуле

$$A = \frac{PI}{\% \text{ содержание глинистой фракции (весовое)}}$$

Показателем активности *A* называется отношение показателя пластичности к содержанию глинистой фракции грунта. Показатель активности в основном зависит от количества и типа глинистых минералов и органических коллоидов, а также от содержания электролитов в поровом растворе. Функцией активности являются набухание и усадка грунтов. Если $A < 0,75$ глины не активны (потенциал набухания слабый), при $0,75 < A < 1,25$ глины относятся к нормальным (потенциал набухания средний), и если $A > 1,25$, то грунты относятся к активным (потенциал набухания высокий). В табл. 4.4 приведены значения показателя активности глин с различным минеральным составом. Для активных глин характерны значительные изменения объема при увлажнении и усадке [127].

Таблица 4.4

Активность глинистых минералов

Минерал	Активность глинистых минералов, <i>A</i>
Смектиты	1,0...7,0
Иллит	0,5...1,0
Каолинит	0,5
Гидратированный галлуазит	0,1
Дегидратированный галлуазит	0,5
Аттапульгит	0,5...1,2
Аллофан	0,5...1,2

Вода также оказывает влияние на состояние песчаных грунтов и супесей. При наличии в них только связанной воды пески находятся в *сыпучем состоянии*. При появлении в них капиллярной воды в песках постепенно проявляется *капиллярная связность*, наиболее проявляющаяся при капиллярной влагоемкости песка. При дальнейшем увеличении содержания воды они постепенно теряют капиллярную связность и при $w > w_{sat}$ растекаются, переходя в *пльвунное*, или текучее, состояние. Часто плывунные свойства проявляют пылеватые пески и супеси, содержащие в большом количестве очень мелкие глинистые и коллоидные частицы, которые начинают играть роль смазывающего вещества между крупными частицами грунта. Даже при небольшом гидравлическом градиенте они переходят в плывунное состояние и перемещаются с водой в выработки. Коэффициент фильтрации таких грунтов обычно менее $0,5 \text{ м}^3/\text{сут}$ [50].

4.3. Плотность грунтов

Плотность – физическое свойство грунтов, количественно оцениваемое величиной отношения их массы к занимаемому объему. Физические свойства, характеризующие взаимосвязь между массой и объемами горных пород или минералов, называются *плотностными*. Плотность используется как прямой расчетный показатель при вычислении бытового давления, давления на подпорную стенку, при расчете устойчивости оползневых склонов и откосов, осадки сооружений, распределения напряжений в грунтах основания под фундаментами, при определении объема земляных работ и др.

При инженерно-геологических исследованиях используют следующие характеристики: *плотность твердых частиц грунта, плотность грунта, плотность сухого грунта, плотность грунта под водой, плотность скелета высушенного грунта и др.* Наиболее употребительными являются первые три показателя.

Плотность грунта ρ , г/см³, кг/м³, или плотность влажного грунта – это масса единицы объема грунта с естественной влажностью и *ненарушенным сложением*:

$$\rho = \frac{\text{масса грунта с естественной влажностью}}{\text{объем грунта}} = \frac{m}{V}.$$

Для определения плотности грунтов применяют *прямые и косвенные* методы. К прямым относятся методы, основанные на непосредственном измерении массы и объема грунта, как правило, небольших его образцов. Методы определения плотности в лабораторных условиях, согласно действующим нормативным документам [41], приведены в табл. 4.5. Их недостатком является малый объем грунта в измеряемых пробах (получение «точечных» значений) и необходимость их извлечения из массива. Косвенные методы основаны на определении плотности грунта без непосредственных измерений массы и объема грунтов. К ним в первую очередь следует отнести пенетрационные и ядерные (гамма-лучевые) методы, позволяющие определить плотность грунтов непосредственно в массиве. Они весьма производительны, имеют достаточную для практических целей точность и могут применяться при однократных и многократных определениях, что важно при стационарных наблюдениях.

Таблица 4.5

Методы определения характеристик плотности грунтов [41]

Характеристика грунта	Метод определения	Грунты (область применимости метода)
Плотность грунта	Режущим кольцом	Легко поддающиеся вырезке или не сохраняющие свою форму без кольца, сыпучемерзлые и с массивной криогенной текстурой
	Взвешивание в воде парафинированных образцов	Пылевато-глинистые немерзлые, склонные к крошению или трудно поддающиеся вырезке
	Взвешивание в нейтральной жидкости	Мерзлые
	Объемные методы	Мерзлые, скальные и крупнообломочные грунты
	Гамма-лучевые методы	Все грунты
Плотность сухого грунта	Расчетный	Все грунты
Плотность частиц грунта	Пикнометрический с водой	Все грунты, кроме засоленных и набухающих
	То же, с нейтральной жидкостью	Засоленные и набухающие
	Метод двух пикнометров	Засоленные
Максимальная плотность	Послойное трамбование грунта	Пески, глинистые грунты, крупнообломочные (только гравийные) грунты

Определение плотности методом режущего кольца [44]. При применении метода режущего кольца выбирают режущее кольцо-пробоотборник, которое смазывают с внутренней стороны тонким слоем вазелина или консистентной смазки. Верхнюю зачищенную плоскость образца грунта выравнивают, срезая излишки ножом, устанавливают на ней режущий край кольца и винтовым прессом или вручную через насадку слегка вдавливают кольцо в грунт, фиксируя границу образца для испытаний. Затем грунт снаружи кольца обрезают на глубину 5...10 мм ниже режущего края кольца, формируя столбик диаметром на 1...2 мм больше наружного диаметра кольца. Периодически, по мере срезания грунта, легким нажимом пресса или насадки насаживают кольцо на столбик грунта, не допуская перекосов. После заполнения кольца грунт подрезают на 8...10 мм ниже режущего края кольца и отделяют его. Грунт, выступающий за края кольца, срезают ножом, зачищают поверхность грунта вровень с краями кольца и закрывают торцы пластинками. Кольцо с грунтом и пластинками взвешивают и рассчитывают плотность с точностью 0,01 г/см³.

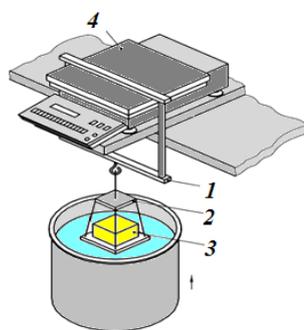
Метод определения плотности грунта взвешиванием в воде парафинированных образцов [44] используется для определения объема небольших монолитов в лабораторных условиях. Образец грунта вырезается объемом не менее 50 см^3 , ему придается округлая форма, после чего его обвязывают тонкой прочной нитью со свободным концом длиной 15...20 см, имеющим петлю для подвешивания к серье весов.

Обвязанный нитью образец грунта взвешивают и покрывают парафиновой оболочкой, погружая его на 2...3 секунды в нагретый до температуры 57...60 °С парафин. При этом пузырьки воздуха, обнаруженные в застывшей парафиновой оболочке, удаляют, прокалывая их и заглаживая места проколов нагретой иглой. Эту операцию повторяют до образования плотной парафиновой оболочки.

Чтобы избежать растрескивания парафиновой оболочки, парафин должен накладываться как только он расплавится. Парафинирование образца должно проводиться очень осторожно. Углубления в поверхности, включая впадины от выпавших камней, должны покрываться расплавленным парафином при помощи кисти.

Когда образец помещен в воду, необходимо внимательно следить, чтобы пузырьки под ним не задерживались. Охлажденный запарафинированный образец взвешивают перед погружением в воду, а затем в сосуде с водой. Для этого над чашей весов устанавливают подставку для сосуда с водой так, чтобы исключить ее касание к чаше весов (или снимают подвес, уравновесив весы дополнительным грузом). К коромыслу подвешивают образец и опускают в сосуд с водой. Объем сосуда и длина нити должны обеспечить полное погружение образца в воду. При этом образец не должен касаться дна и стенок сосуда. Когда образец помещен в воду, нужно внимательно следить, чтобы воздушные пузырьки не задерживались под образцом.

Допускается применять *метод обратного взвешивания*: на чашу циферблатных весов устанавливают сосуд с водой и взвешивают его. Затем в жидкость погружают образец, подвешенный к штативу, и вновь взвешивают сосуд с водой и погруженным в нее образцом. Весы должны поддерживаться подставкой или платформой над контейнером так, чтобы было достаточное свободное расстояние между подставкой и верхом контейнера (рис. 4.8). Для определения плотности могут также применяться денситометры. Контейнер должен быть заполнен водой почти до верха, а испытываемый образец полностью погружаться в воду, чтобы подвеска находилась в воде, не касаясь ни дна, ни стенок контейнера.



Условные обозначения:

- 1 – поддерживающая рама;
- 2 – подставка;
- 3 – запарафинированный образец;
- 4 – весы

Рис. 4.8. Метод определения плотности взвешиванием в воде [130]

Взвешенный образец вынимают из воды, промокают фильтровальной бумагой и взвешивают для проверки герметичности оболочки. Если масса образца увеличилась более чем на 0,02 г по сравнению с первоначальной, образец следует забраковать и повторить испытание с другим образцом.

Плотность грунта ρ , г/см^3 , вычисляют по формуле

$$\rho = \frac{m \rho_p \rho_w}{\rho_p (m_1 - m_2) - \rho_w (m_1 - m)},$$

где m – масса образца грунта до парафинирования, г; m_1 – масса парафинированного образца грунта, г; m_2 – результат взвешивания образца в воде (разность масс парафинированного образца и вытесненной им воды), г; ρ_p – плотность парафина, принимаемая равной $0,900 \text{ г/см}^3$; ρ_w – плотность воды при температуре испытаний, г/см^3 .

При применении метода обратного взвешивания плотность грунта вычисляют по формуле

$$\rho = \frac{m\rho_p\rho_w}{\rho_p(m_4 - m_3) - \rho_w(m_1 - m)}$$

где m – масса образца грунта до парафинирования, г; ρ_p – плотность парафина, принимаемая равной $0,900 \text{ г/см}^3$; ρ_w – плотность воды при температуре испытаний, г/см^3 ; m_3 – масса сосуда с водой, г; m_4 – масса сосуда с водой и погруженным в нее парафинированным образцом, г.

Для плотных скальных и полускальных грунтов, пористость которых составляет доли процента или $1...2 \%$, объемный вес можно определять без парафинирования [76].

Метод вытеснения жидкости. Металлический контейнер должен быть установлен на основании и наполнен водой до уровня, выше, чем уровень, поддерживаемый сифоном. Приемник для вытесненной воды устанавливается ниже выходного конца сифона.



Рис. 4.9. Метод определения плотности вытеснением жидкости [130]

Образец грунта и приемник должны быть взвешены с точностью до $0,1 \text{ г}$. Все поверхностные пустоты должны быть заполнены нерастворимым в жидкости материалом. Впадины от выпавших камней не должны заполняться. Если необходимо, образец может быть полностью покрыт повторным погружением в расплавленный парафин. Парафинированный образец нужно остудить и взвесить с точностью до $0,1 \text{ г}$.

Образец грунта должен быть полностью погружен в контейнер, кран на сифоне должен быть открыт, чтобы позволить стечь вытесненной жидкости в приемник, затем приемник с жидкостью должен быть взвешен с точностью до $0,1 \text{ г}$.

Представительную часть образца, свободную от парафина, пластилина или шпаклевки отбирают для определения влажности.

Метод взвешивания образца в нейтральной жидкости [44] применяется для определения плотности мерзлых тонкодисперсных грунтов с тонкослоистой и мелкосетчатой криогенными текстурами при толщине минеральных прослоек не более $0,5 \text{ см}$. Образец взвешивают в сосуде емкостью 1000 см^3 , на две трети заполненном нейтральной жидкостью. В процессе работы измеряется температура жидкости и ее плотность, с коромысла технических весов снимают левую дужку с чашкой и уравнивают весы мешочком с дробью, подвешенным на крючок левой дужки. Пробу мерзлого грунта объемом не менее 50 см^3 перевязывают капроновой ниткой, подвешивают к левой серьге весов и взвешивают. На подставку весов с левой стороны помещают сосуд с нейтральной жидкостью, пробу мерзлого грунта погружают в жидкость на глубину не менее $5...7 \text{ см}$ и вновь взвешивают. Проба мерзлого грунта при взвешивании не должна соприкасаться с дном и стенками сосуда. После взвешивания мерзлого монолита в воздухе и затем в нейтральной жидкости определяют общую плотность мерзлого грунта. Точность измерения плотности составляет $0,02 \text{ г/см}^3$.

Нейтральная жидкость, используемая для определения объема грунта, должна иметь температуру замерзания ниже температуры замерзания этого грунта, не реагировать с грунтом и не растворять лед. Обычно в качестве нейтральной жидкости применяются керосин, глицерин, толуол и лигроин. Плотность этих жидкостей устанавливается ареометром.

Метод обмера образцов правильной геометрической формы [86] (объемный метод) применяется для определения плотности скальных и мерзлых грунтов. При отборе монолита ему придают определенную форму, позволяющую установить объем грунта в ненарушенном

сложении. Отобранная проба грунта взвешивается и устанавливается *общая плотность грунта*, а после его высушивания до постоянного веса – *плотность скелета грунта*. Обычно при определении плотности грунта монолитам придают форму куба или параллелепипеда. Для определения приближенного значения ρ по монолитам (объемом не менее 50 см^3), извлеченным из буровых скважин, измеряется их диаметр, высота (с точностью до $0,01 \text{ см}$) и масса.



Рис. 4.10. Определение плотности грунтов методом замещения объема: а – с помощью полиэтилена, выстеленного в лунке; б – с помощью пескозагрузочного аппарата; в – аппаратом с резиновым баллоном

Метод лунки (объемный метод) [38] применяют для определения общей плотности мерзлых дисперсных пород с массивной и шлировой криогенными текстурами и для крупнообломочных пород (рис. 4.10). Метод используется при работе в открытых горных выработках. Дно выработки выравнивают и зачищают. В дне шурфа делают углубление – лунку размером не менее $30 \times 30 \times 30 \text{ см}$. Выбранный из лунки грунт взвешивают на чашечных весах с точностью до $1,0 \text{ г}$. После отбора грунта дно лунки выстилается синтетической пленкой (рис. 4.10, а), затем лунку заполняют водой или засыпают сухим песком с размером зерен от $0,5$ до $3,0 \text{ мм}$. Мерный песок должен быть однородным и чистым. Измеряют объем песка или объем воды, необходимый для заполнения лунки, и таким образом устанавливают объем извлеченного из лунки грунта. Определив массу грунта и его объем, вычисляют общую плотность грунта.

Радиоизотопные методы применяются, в основном, для измерения плотности грунтов в условиях естественного залегания. Существует два метода измерения плотности с использованием гамма-излучения: гаммаскопический метод и метод рассеянного гамма-излучения. В качестве источников гамма-излучения используются главным образом изотопы цезий-137 и кобальт-60.

Гаммаскопический метод основан на ослаблении интенсивности пучка гамма-квантов в зависимости от плотности вещества, через которое проходит пучок. На практике используются три варианта гаммаскопического метода: а – источник и детектор гамма-излучения размещаются в параллельных скважинах в грунте; б – детектор излучения находится на поверхности, а источник – в грунте; в – источник и детектор излучения находятся по обе стороны от исследуемого объекта (образца, монолита и т. п.) [86]. Гаммаскопический метод применим для измерения плотности грунтов до глубины $1,5 \dots 2,0 \text{ м}$.

Метод рассеянного гамма-излучения [86] используется для измерений плотности грунтов в скважинах. Если в скважину поместить источник гамма-квантов и на некотором расстоянии от него детектор, то часть гамма-квантов, попадающих из скважины в грунт за счет рассеяния на электронах атомов грунта, будет возвращаться в скважину и регистрироваться детектором. Для измерения плотности радиоизотопными методами отечественной промыш-

ленностью выпускались радиоизотопный влагоплотномер УР-70 и поверхностно-глубинный плотномер ППГР-1, предназначенные для скважинных измерений до глубины 30 м. Для измерения плотности верхнего слоя грунта до глубины 0,3 м используется плотномер типа ИОМР-2. Точность измерения плотности колеблется в пределах $\pm(0,02...0,04)$ г/см³ в зависимости от типа прибора. Время измерения в одной точке не превышает 3 минут.

В целом, величина плотности дисперсных грунтов колеблется от 1,30 до 2,20 г/см³. Грунты, характеризующиеся наличием жестких кристаллизационных связей между частицами, обладают большой плотностью, величина которой при малой пористости приближается к значениям у твердых частиц. Так, плотность магматических пород изменяется в пределах 2,50...3,40 г/см³ (возрастает от кислых пород к основным и ультраосновным); аргиллитов и алевролитов – 2,20...2,55; известняков – 2,40...2,65; мергелей – 2,10...2,60; песчаников – 2,10...2,40 г/см³. Плотность обводненных торфов из-за малой плотности скелета изменяется от 1,02 до 1,10 г/см³.

Величина плотности грунта зависит от минерального состава, влажности и характера сложения (пористости): с увеличением содержания тяжелых минералов плотность грунта увеличивается, а при увеличении содержания органических веществ – уменьшается; с увеличением влажности плотность грунта возрастает: максимальной при данной пористости она будет в случае полного заполнения пор водой; с увеличением пористости плотность грунта уменьшается.

Плотность значительной части осадочных пород в большей степени зависит от их пористости и влажности и в гораздо меньшей степени – от минерального состава, что объясняется широкими пределами изменения пористости (влажности и газонасыщенности) этих пород, резким отличием плотности твердой, жидкой и газообразной составляющих и сравнительно постоянной плотностью наиболее распространенных порообразующих минералов. Величина же плотности грунта магматических, метаморфических и в значительной части хемогенных пород в основном определяется их минеральным составом, так как пористость этих пород обычно незначительна [50].

Плотностью твердых частиц грунта ρ_s , г/см³ или кг/м³, называют массу твердой компоненты (представленной минеральной или органической составляющей) в единице объема грунта, представленного только твердой компонентой:

$$\rho_s = \frac{\text{масса твердой компоненты грунта}}{\text{объем твердой компоненты грунта}} = \frac{m_s}{V_s}.$$

Величина *плотности твердых частиц* грунта определяется минеральным составом, присутствием органических и органо-минеральных веществ и представляет собой средневзвешенную плотность этих компонент грунта при отсутствии пустот и влаги.

Определение плотности твердых частиц грунта пикнометрическим методом [44]. Образец грунта в воздушно-сухом состоянии размельчают в фарфоровой ступке, отбирают методом квартования среднюю пробу массой 100...200 г и просеивают сквозь сито с сеткой № 2, остаток на сите растирают в ступке и просеивают сквозь то же сито. Из перемешанной средней пробы берут навеску грунта из расчета 15 г на каждые 100 мл емкости пикнометра и высушивают до постоянной массы. Навеску заторфованного грунта или торфа следует отбирать из средней пробы из расчета 5 г сухого грунта на каждые 100 мл емкости пикнометра, которая в этом случае должна быть не менее 200 мл. Допускается использовать грунт в воздушно-сухом состоянии, определив его гигроскопическую влажность.

Пикнометр, наполненный на $\frac{1}{3}$ дистиллированной водой, взвешивают. Затем через воронку в него всыпают высушенную пробу грунта, снова взвешивают, взбалтывают и ставят кипятить на песчаную баню. Продолжительность спокойного кипячения (с момента начала кипения) должна составлять: для песков и супесей – 0,5 ч, для суглинков и глин – 1 ч. После кипячения пикнометр следует охладить до комнатной температуры и долить дистиллированной водой до мерной риски на горлышке, чтобы низ мениска совпадал с ней. Пикнометр вытирают снаружи и взвешивают. Далее выливают содержимое пикнометра, нали-

вают в него дистиллированную воду, выдерживают в ванне с водой при той же температуре и взвешивают.

Плотность частиц грунта ρ_s , г/см³, вычисляют по формуле

$$\rho_s = \frac{\rho_w m_0}{m_0 + m_2 - m_1},$$

где m_0 – масса сухого грунта, г; m_1 – масса пикнометра с водой и грунтом после кипячения при температуре испытания, г; m_2 – масса пикнометра с водой при той же температуре, г; ρ_w – плотность воды при той же температуре, г/см³.

В случае использования грунта в воздушно-сухом состоянии m_0 вычисляют по формуле

$$m_0 = \frac{m}{1 + 1,01w_g},$$

где m – масса пробы воздушно-сухого грунта, г; w_g – гигроскопическая влажность грунта, %.

При определении ρ_s грунта следует учитывать: возможность растворения простых солей в процессе определения, в результате чего получают заниженные значения ρ_s ; во избежание этого при определении удельного веса засоленных грунтов вода заменяется нейтральными жидкостями (керосин, бензин, толуол и др.); возможность сильного сжатия слоя воды вокруг коллоидальных частиц глин, вызываемого молекулярными силами притяжения, в результате чего получают завышенные значения; для предотвращения этого следует применять жидкости с небольшим поверхностным натяжением (толуол, ксилол и др.); возможность неполного удаления адсорбированного на поверхности частиц воздуха, в результате чего получают заниженные значения.

В соответствии с плотностью наиболее распространенных породообразующих минералов плотность твердых частиц большинства грунтов изменяется от 2,50 до 2,80 г/см³. Она увеличивается с повышением содержания в грунтах тяжелых минералов, поэтому у основных и ультраосновных пород плотность существенно выше (3,00...3,74 г/см³), чем у кислых (например, у гранитов 2,63...2,75 г/см³, чаще 2,65...2,67 г/см³). В табл. 4.6 приведены ориентировочные значения плотностей частиц дисперсных грунтов, не содержащих водорастворимых солей и органических веществ. Указанные средние значения обычно принимаются в отсутствие прямых определений плотности твердых частиц для расчета серии показателей свойств грунтов, в частности пористости и коэффициента пористости.

Таблица 4.6

Значения плотности частиц дисперсных грунтов

Тип грунта	Среднее значение плотности частиц ρ_s , г/см ³
Пески	2,65
Супеси	2,70
Суглинки	2,71
Глины	2,74
Торф	1,50

Наличие органических веществ резко снижает плотность твердых частиц грунта, поскольку их плотность невелика по сравнению с минеральной компонентой. Именно поэтому плотность твердой компоненты торфов, заторфованных грунтов и почв существенно ниже по сравнению с минеральными грунтами [50].

У торфов ρ_s изменяется от 1,20 до 1,89 г/см³, у нормальнозольных торфов – до 1,84 г/см³, у заторфованных грунтов – до 2,08 г/см³. Более часто встречаются значения ρ_s в интервале от 1,4 до 1,6 г/см³, в расчетах принимается 1,5 г/см³. Минимальные значения показателя при близких значениях зольности отмечены у торфов древесной группы и торфов, содержащих древесные остатки, максимальные – у торфов моховой группы [70].

В связи с трудоемкостью определения плотность частиц торфа можно рассчитать по формуле [69]

$$\rho_s = 100 \cdot \rho_{s \text{ орг}} \cdot \rho_{s \text{ зо́лы}} / (100 \rho_{s \text{ зо́лы}} - D_{as} (\rho_{s \text{ зо́лы}} - \rho_{s \text{ орг}})).$$

Учитывая, что плотность органических частиц $\rho_{s \text{ орг}} = 1,5 \text{ г/см}^3$, плотность минеральных частиц в среднем $\rho_{s \text{ зо́лы}} = 2,65 \text{ г/см}^3$, то формула упрощается:

$$\rho_s = 345 / (230 - D_{as}).$$

С ростом содержания солей в дисперсных засоленных грунтах плотность твердых частиц становится меньше. Нормативные значения плотности частиц грунтов в зависимости от характера засоления приведены в табл. 4.7.

Таблица 4.7

Нормативные значения плотности частиц засоленных грунтов [111]

Содержание солей, %	Плотность частиц грунта ρ_s , г/см ³ , при типе засоления						
	NaCl	Na ₂ SO ₄	Na ₂ CO ₃	MgCl ₂	MgSO ₄	CaCl ₂	NaCl+MgSO ₄
0	2,67						
3	2,66	2,67	2,65	2,65	2,67	2,67	2,67
5	2,66	2,67	2,64	2,64	2,65	2,65	2,65
7	2,64	2,64	2,62	2,62	2,64	2,63	2,64
10	2,64	2,61	2,59	2,59	2,62	2,61	2,62

Плотностью скелета грунта ρ_d , г/см³ или кг/м³, называют массу твердой компоненты в единице объема грунта, высушенного при температуре 105 °С, при естественной (ненарушенной) структуре:

$$\rho_d = \frac{\text{масса грунта после сушки}}{\text{исходный объем грунта}}.$$

Величина плотности скелета грунта используется для вычисления пористости, коэффициента пористости, а также для характеристики степени уплотненности глинистых грунтов в насыпных сооружениях.

Плотность скелета грунта определяется экспериментально или чаще вычисляется по величинам плотности грунта (ρ) и влажности (w) по формуле:

$$\rho_d = \frac{\rho}{1 + w}.$$

По плотности скелета ρ_d все грунты подразделяют на разновидности (табл. 2.2) [34].

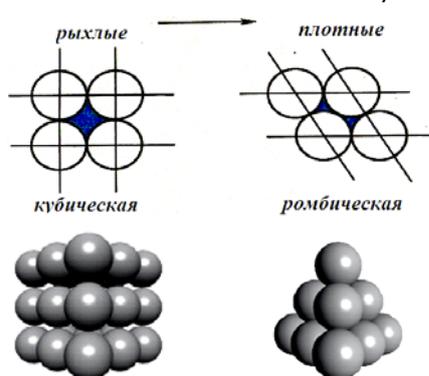


Рис. 4.11. Идеальные модели укладки частиц рыхлых и плотных песчаных грунтов

Степень плотности грунта I_D . При строительстве насыпей, дамб обвалования, земляных плотин и других насыпных земляных сооружений необходимо знать плотность грунтов при рыхлом и плотном сложении. Песчаные грунты могут существенно различаться по степени плотности или характеру сложения. Например, в зависимости от характера укладки шаров одинакового размера пористость системы может меняться от 47,64 % при наиболее рыхлой кубической укладке до 25,95 % при наиболее плотной тетраэдрической укладке (рис. 4.11). В реальных песчано-пылеватых грунтах из-за различия размеров их частиц пористость меняется в более широких пределах – от 8...10 до 80 %.

Для песчаных грунтов, для которых не всегда возможно практически определить плотность скелета при естественной структуре, часто проводят ее определение на воздушно-сухих образцах с нарушенным сложением при двух состояниях: предельно-рыхлом и плотном.

Для количественной оценки плотности сложения песков используется **показатель относительной плотности или степень плотности** (I_D), определяемый по формуле

$$I_D = \frac{e_{\max} - e}{e_{\max} - e_{\min}},$$

где e – коэффициент пористости при естественном или искусственном сложении; e_{\max} – коэффициент пористости в предельно плотном сложении; e_{\min} – коэффициент пористости в предельно рыхлом сложении.

Для подсчета I_D необходимо иметь данные результатов полевых определений величины e и для этого грунта в лабораторных условиях определить e_{\max} и e_{\min} . Для нахождения e_{\min} обычно используют рыхлую отсыпку грунта в мерный сосуд, а для определения e_{\max} – динамические методы уплотнения грунта в мерном сосуде.

По степени плотности I_D пески подразделяют согласно табл. 2.3 [34]. При $I_D = 0$ грунт находится в самом рыхлом состоянии, а при $I_D = 1$ грунт имеет самое плотное сложение.

Различные по зерновому составу грунты имеют существенно отличные значения e_{\max} и e_{\min} , причем с увеличением крупности они уменьшаются. На предельные значения коэффициентов пористости не меньшее влияние оказывает форма частиц. С увеличением окатанности и сферичности они уменьшаются, поэтому использование в качестве характеристики плотности сложения величины относительной плотности I_D , учитывающей как зерновой состав, так и форму частиц, дает наиболее объективный критерий плотности сложения.

Для определения характеристик уплотненного грунта применяют **метод определения максимальной плотности**, который заключается в установлении зависимости плотности скелета грунта от его влажности при трамбовании образцов с постоянной затратой работы на их уплотнение и в определении по этой зависимости максимальной величины плотности скелета грунта (ρ_{\max}). Влажность, при которой достигнута максимальная плотность скелета грунта, является **оптимальной влажностью** ($w_{\text{опт}}$).

Метод лабораторного определения максимальной плотности [28] (метод стандартного уплотнения) заключается в установлении зависимости плотности сухого грунта от его влажности при уплотнении образцов грунта с постоянной работой уплотнения и последовательным увеличением влажности грунта.

В состав установки (рис. 4.12) для испытания грунта методом стандартного уплотнения должны входить: устройство для механизированного или ручного уплотнения грунта падающим с постоянной высоты грузом; форма для образца грунта. Конструкция устройства для уплотнения грунта должна обеспечивать падение груза массой (2500 ± 25) г по направляющей штанге с постоянной высоты (300 ± 3) мм на наковальню диаметром $(99,8 \pm 0,2)$ мм. Отношение массы груза к массе направляющей штанги с наковальней должно быть не более 1,5. При механизированном способе уплотнения в состав устройства должен входить механизм подъема груза на постоянную высоту и счетчик числа ударов. Установка должна размещаться на жесткой горизонтальной плите (бетонной или металлической) массой не менее 50 кг. Отклонение поверхности от горизонтали не должно быть более 2 мм/м.

Форма для образца грунта должна состоять из цилиндрической части, поддона, зажимного кольца и насадки. Цилиндрическая часть формы должна иметь высоту $(127,4 \pm 0,2)$ мм и внутренний диаметр $(100,0 + 0,3)$ мм. Временное сопротивление металла цилиндрической части формы должно быть не менее 400 МПа. Цилиндрическая часть формы может быть цельной или состоящей из двух разъемных секций.

Для испытания грунта методом стандартного уплотнения используют образцы грунта нарушенного сложения, отобранные из горных выработок (шурфов, котлованов, буровых скважин и т. п.), обнажений или складированных массивов.

Необходимая для подготовки пробы грунта масса образца грунта нарушенного сложения при естественной влажности должна быть не менее 10 кг при наличии в грунте частиц крупнее 10 мм и не менее 6 кг – при отсутствии частиц крупнее 10 мм. Представленный для испытания образец грунта нарушенного сложения высушивают при комнатной температуре или в сушильном шкафу до воздушно-сухого состояния. Высушивание в сушильном шкафу несвязных минеральных грунтов допускается производить при температуре не более 100 °С, связных – не более 60 °С. В процессе сушки грунт периодически перемешивают. Размельчают агрегаты грунта (без дробления крупных частиц) в растирочном устройстве или в фарфоровой ступке.

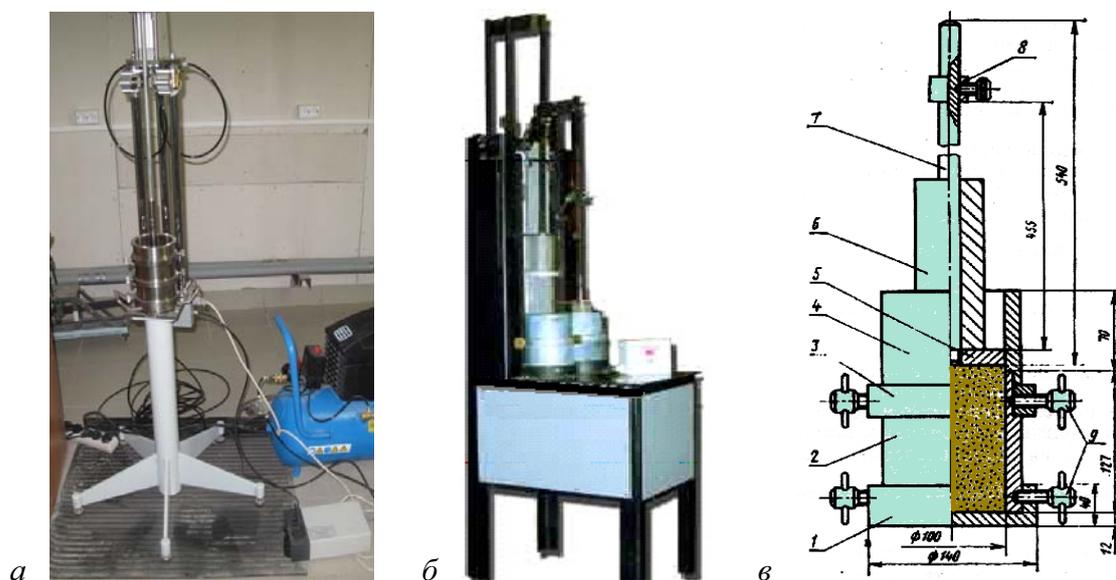


Рис. 4.12. Приборы для стандартного уплотнения грунтов:
 а – прибор ООО «НПО «Геотек»» [140]); б – прибор Союздорнии (с двумя стаканами);
 в – схема прибора Союздорнии [28]: 1 – поддон; 2 – съемный цилиндр емкостью 1000 см³;
 3 – кольцо; 4 – насадка; 5 – наковальня; 6 – груз массой 2,5 кг; 7 – направляющий стержень;
 8 – ограничительное кольцо; 9 – зажимные винты

Грунт взвешивают и просеивают через сита с отверстиями диаметром 20 мм и 10 мм. При этом вся масса грунта должна пройти через сито с отверстиями диаметром 20 мм. Затем взвешивают отсеянные крупные частицы. Если масса частиц грунта крупнее 10 мм составляет 5 % и более, дальнейшее испытание проводят с пробой грунта, прошедшего через сито 10 мм. Если масса частиц грунта крупнее 10 мм составляет менее 5 %, производят дальнейшее просеивание грунта через сито с отверстиями диаметром 5 мм и определяют содержание частиц крупнее 5 мм. В этом случае дальнейшее испытание проводят с пробой грунта, прошедшего через сито 5 мм.

Из отсеянных крупных частиц отбирают пробы для определения их влажности и средней плотности твердых частиц. Из грунта, прошедшего через сито, отбирают пробы для определения его гигроскопической влажности. Вычисляют содержание в грунте крупных частиц K , %, с точностью 0,1 % по формуле

$$K = \frac{m_k(1 + 0,01w_g)}{m_p(1 + 0,01w_k)} 100, \quad (4.1)$$

где m_k – масса отсеянных крупных частиц, г; w_g – влажность просеянного грунта в воздушно-сухом состоянии, %; m_p – масса образца грунта в воздушно-сухом состоянии, г; w_k – влажность отсеянных крупных частиц, %.

Из просеянного грунта отбирают методом квартования пробу грунта для испытания (m_p') массой 2500 г. Допускается проводить весь цикл испытаний с использованием одной отобранной пробы. Отобранную пробу помещают в металлическую чашку для испытаний.

Количество воды Q , г, для доувлажнения отобранной пробы до влажности первого испытания рассчитывают по формуле

$$Q = \frac{m'_p}{1 + 0,01w_g} 0,01(w_1 - w_g), \quad (4.2)$$

где m'_p – масса отобранной пробы, г; w_1 – влажность грунта для первого испытания, назначаемая по табл. 4.8, %; w_g – влажность просеянного грунта в воздушно-сухом состоянии, %.

Таблица 4.8

Значения влажности грунта для первого испытания

Грунты	Влажность грунта для первого испытания w_1 , %
Песок гравелистый, крупный и средней крупности	4
Песок мелкий и пылеватый	6
Супесь, суглинок легкий	6...8
Суглинок тяжелый, глина	10...12

В отобранную пробу грунта за несколько приемов вводят рассчитанное количество воды, перемешивая грунт металлическим шпателем, затем переносят пробу грунта из чашки в эксикатор или плотно закрываемый сосуд и выдерживают ее при комнатной температуре не менее 2 ч для несвязных грунтов и не менее 12 ч для связных грунтов.

Цилиндрическую часть формы (заранее взвешенную) устанавливают на поддон, не зажимая ее винтами, устанавливают зажимное кольцо на верхний бортик цилиндрической части формы, зажимают цилиндрическую часть формы попеременно винтами поддона и кольца, протирают внутреннюю поверхность техническим вазелином. Собранную форму устанавливают на плиту основания и проверяют сносность направляющей штанги и цилиндрической части формы и свободный ход груза по направляющей штанге.

Испытание проводят последовательно увеличивая влажность грунта испытываемой пробы. При первом испытании влажность грунта должна соответствовать значению, установленному в табл. 4.11. При каждом последующем испытании влажность грунта следует увеличивать на 1...2 % для несвязных грунтов, на 2...3 % – для связных грунтов.

Количество воды для увлажнения испытываемой пробы определяют по формуле (4.2), принимая в ней за w_g и w_1 соответственно влажности при предыдущем и очередном испытаниях.

Испытание пробы грунта проводят в следующем порядке: пробу переносят из эксикатора в металлическую чашку и тщательно перемешивают; слой грунта толщиной 5...6 см загружают в собранную форму из пробы и слегка уплотняют рукой его поверхность. Уплотнение производят 40 ударами груза с высоты 30 см по наковальне, зафиксированной на направляющей штанге. Аналогичную операцию производят с каждым из трех слоев грунта, последовательно загружаемых в форму. Перед загрузкой второго и третьего слоев поверхность предыдущего уплотненного слоя взрыхляют ножом на глубину 1...2 мм. Перед укладкой третьего слоя на форму устанавливают насадку; после уплотнения третьего слоя снимают насадку и срезают выступающую часть грунта заподлицо с торцом формы. Толщина выступающего слоя срезаемого грунта не должна быть более 10 мм. Если выступающая часть грунта превышает 10 мм, необходимо выполнить дополнительное число ударов из расчета один удар на 2 мм превышения.

Образующиеся после зачистки поверхности образца углубления, вследствие выпадения крупных частиц, заполняют вручную грунтом из оставшейся части отобранной пробы и выравнивают ножом.

Взвешивают цилиндрическую часть формы с уплотненным грунтом (m_i) и вычисляют плотность грунта ρ_i , г/см³, по формуле

$$\rho_i = \frac{m_i - m_c}{V},$$

где m_i – масса цилиндрической части формы с уплотненным грунтом, г; m_c – масса цилиндрической части формы без грунта, г; V – вместимость формы, см^3 .

Уплотненный образец грунта извлекают из цилиндрической части формы, при этом из верхней, средней и нижней частей образца отбирают пробы для определения влажности грунта. Извлеченный из формы грунт присоединяют к оставшейся в чашке части пробы, измельчают и перемешивают. Размер агрегатов не должен превышать наибольшего размера частиц испытываемого грунта.

После добавления воды грунт тщательно перемешивают, накрывают влажной тканью и выдерживают не менее 15 мин для несвязных грунтов и не менее 30 мин – для связных грунтов. Второе и последующие испытания грунта следует проводить в соответствии с порядком, изложенным ранее.

Испытание следует считать законченным, когда с повышением влажности пробы при последующих двух испытаниях происходит последовательное уменьшение значений массы и плотности уплотняемого образца грунта, а также, когда при ударах происходит отжатие воды или выделение разжиженного грунта через соединения формы. Уплотнение однородных по гранулометрическому составу и дренирующих грунтов прекращают после появления воды в соединениях формы независимо от числа ударов при уплотнении образца.

По значениям плотности и влажности грунта, полученным в результате последовательных испытаний, вычисляют значения плотности сухого грунта ρ_{di} , $\text{г}/\text{см}^3$, с точностью $0,01 \text{ г}/\text{см}^3$ по формуле

$$\rho_{di} = \rho_i / (1 + 0,01w_i),$$

где ρ_i – плотность грунта, $\text{г}/\text{см}^3$; w_i – влажность грунта при очередном испытании, %.

Результаты испытаний представляют в виде графиков зависимости плотности сухого грунта от влажности (рис. 4.13). По наивысшей точке графика для связных грунтов находят значение максимальной плотности и соответствующее ему значение оптимальной влажности.

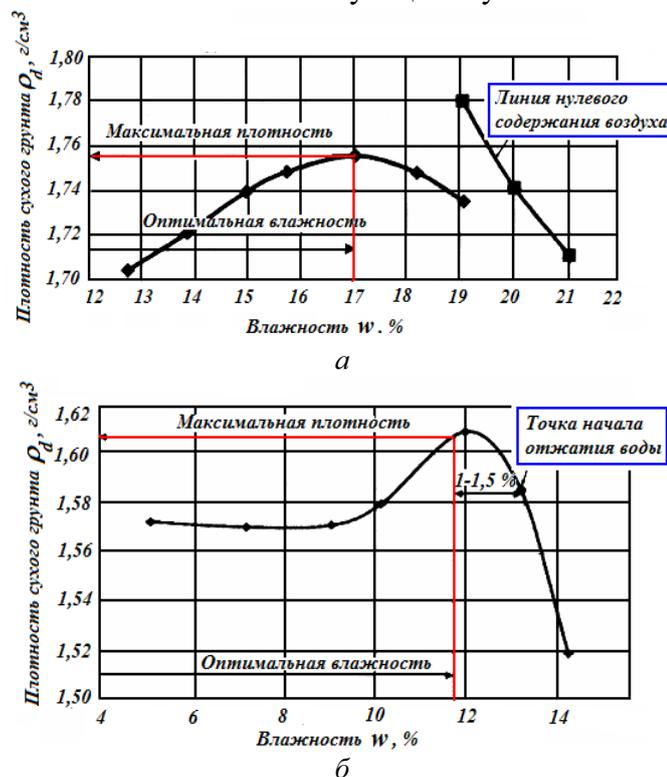


Рис. 4.13. Графики определения максимальной плотности и оптимальной влажности: а) связных грунтов; б) несвязных грунтов

Для несвязных грунтов график стандартного уплотнения может не иметь заметно выраженного максимума. В этом случае значение оптимальной влажности принимают на 1,0...1,5 % менее влажности w_i , при которой происходит отжатие воды. Значение максимальной плотности принимают по соответствующей ей ординате. При этом 1,0 % принимают для песков гравелистых, крупных и средней крупности; 1,5 % – для мелких и пылеватых песков.

Если в грунте содержались крупные частицы, которые перед испытанием были удалены из пробы, то для учета влияния их состава корректируют установленное значение максимальной плотности сухого грунта по формуле

$$\rho'_{d\max} = \frac{\rho_{d\max}\rho_k}{\rho_k - 0,01K(\rho_k - \rho_{d\max})},$$

где ρ_k – плотность крупных частиц, г/см³; K – содержание крупных частиц в грунте, %.

Значение оптимальной влажности грунта w'_{opt} , %, определяют по формуле

$$w'_{opt} = 0,01w_{opt}(100 - K).$$

Для контроля правильности испытания связных грунтов строят «линию нулевого содержания воздуха», показывающую изменение плотности сухого грунта от влажности при полном насыщении его пор водой. Пары чисел ρ_{di} и w_i для построения «линии нулевого содержания воздуха» при плотности частиц грунта ρ_s определяют, задаваясь значениями влажности, по формуле

$$\rho_{di} = \frac{\rho_s}{1 + 0,01w_i\rho_s \frac{1}{\rho_w}},$$

где ρ_s – плотность частиц грунта, г/см³; ρ_w – плотность воды, равная 1 г/см³.

Нисходящая часть графика стандартного уплотнения не должна пересекать «линию нулевого содержания воздуха».

Число последовательных испытаний грунта при увеличении его влажности должно быть не менее пяти и достаточным для выявления максимального значения плотности сухого грунта по графику стандартного уплотнения. *Допустимое расхождение между результатами параллельных определений, полученными в условиях повторяемости, не должно превышать для максимального значения плотности сухого грунта 1,5 %, для оптимальной влажности – 10 % [28].*

Для определения максимальной плотности и оптимальной влажности грунта (согласно BS, ASTM и другим зарубежным стандартам) применяются метод Проктора и метод Проктора модифицированный. Процедура испытаний по методу Проктора и их обработка аналогичны вышеприведенной методике, требования к грунтам и оборудованию также близки: диаметр частиц не более 20 мм; вес молота, согласно BS, составляет 2,5 кг (или 4,5 кг); высота падения 300 мм (или 450 мм); согласно ASTM вес молота – 2,5 кг (или 4,5 кг); высота падения 305 мм (или 457 мм). Различия между российским стандартом и зарубежными заключаются в том, что диаметр молота в зарубежных устройствах – 50 мм, а в отечественных приборах диаметр молота соответствует внутреннему диаметру стакана – 99,8 мм. Молот для ручного и для автоматического уплотнения грунта фирмы ELE, а также график для определения максимальной плотности и оптимальной влажности грунта, согласно BS, приведены на рис. 4.14 [136].

Приведение значений максимальной плотности и оптимальной влажности для основных разновидностей грунтов, определяемых методом стандартного уплотнения, к значениям, полученным методами Проктора, осуществляют путем умножения на переходные коэффициенты, приведенные в табл. 4.9.

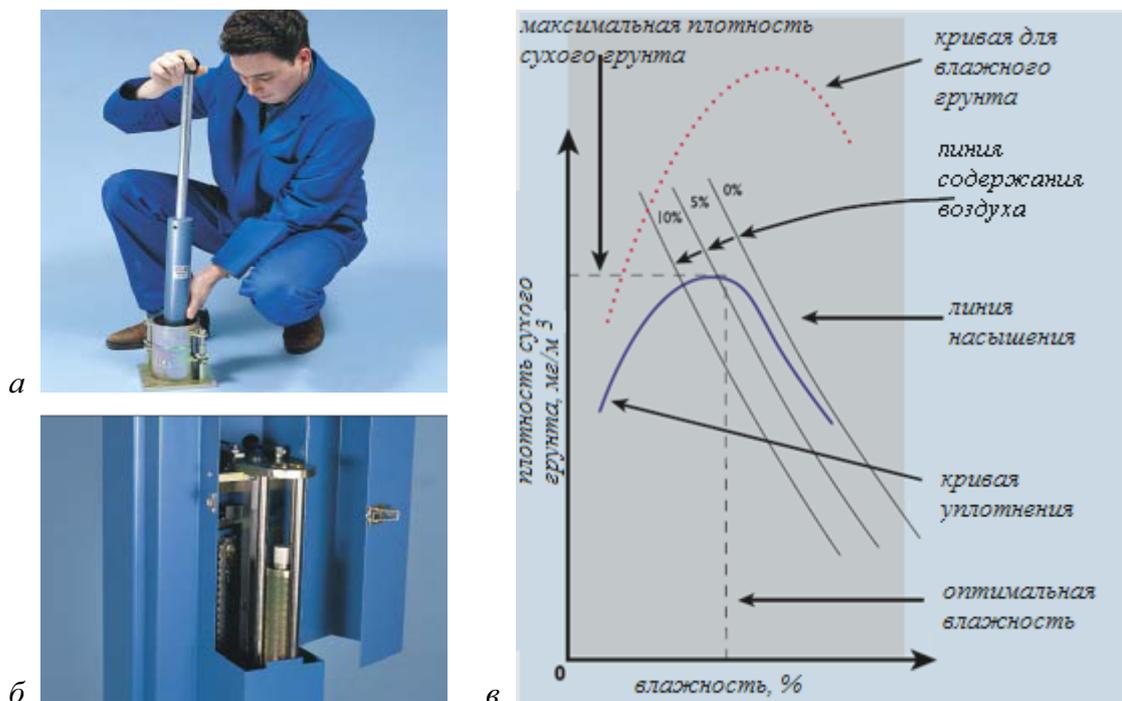


Рис. 4.14. Метод Проктора:
 а – прибор Проктора для ручного уплотнения грунта;
 б – механизм для автоматического уплотнения грунта;
 в – график для определения максимальной плотности и оптимальной влажности грунта [136]

Таблица 4.9

Коэффициент приведения значений максимальной плотности и оптимальной влажности грунта к значениям, полученным методами Проктора

Метод испытания грунта	Разновидность грунта							
	Песок		Супесь		Суглинок		Глина	
	ρ_{dmax}	W_{opt}	ρ_{dmax}	W_{opt}	ρ_{dmax}	W_{opt}	ρ_{dmax}	W_{opt}
Метод Проктора стандартный	1,0	1,0	0,99	1,02	0,96	1,03	0,97	1,02
Метод Проктора модифицированный	1,02	0,87	1,05	0,84	1,06	0,85	1,06	0,88

Результаты испытаний также представляют в виде графиков зависимости плотности сухого грунта от влажности (рис. 4.14). За оптимальную влажность принимают влажность, соответствующую максимальной плотности.

4.4. Пористость грунтов

Под **пористостью** грунтов n , %, понимают наличие в них мелких пустот. Показатели, характеризующие пористость грунтов, являются наиболее важными для грунтов, так как позволяют прогнозировать их прочностные и деформационные свойства (рис. 4.15) и часто служат классификационными показателями. Пористость используется как вспомогательная характеристика при выборе расчетных сопротивлений грунтов, построении компрессионной кривой, вычислении характеристик сжимаемости, для расчета водопроницаемости и многих других показателей свойств грунтов.

Количественно пористость обычно выражают процентным отношением объема пустот (V_n) к общему объему грунта (V):

$$n = \frac{\text{объем пор в грунте}}{\text{общий объем грунта}} = \frac{V_n}{V}.$$

Величина пористости может быть выражена как отношение веса воды, полностью заполняющей поры грунта, к весу абсолютно сухого грунта (весовая пористость).

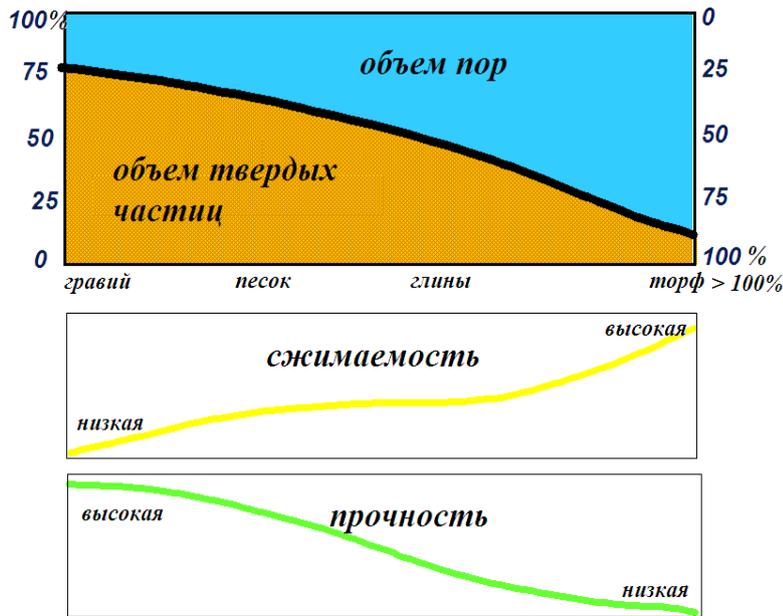


Рис. 4.15. Влияние пористости на физико-механические свойства грунтов

Для скальных грунтов определение коэффициента открытой пористости определяется жидкостенасыщением [37]. Сущность метода заключается в определении объема пустотного пространства образца (по разности масс сухого и насыщенного жидкостью образца), его внешнего объема (по разности масс насыщенного жидкостью образца в воздухе и в насыщающей жидкости) и вычислении коэффициента пористости путем деления первого объема на второй.

Для глинистых грунтов не существует способов непосредственного лабораторного определения пористости. Для ее расчета обычно используется зависимость, связывающая ее с плотностью твердых частиц (ρ_s), плотностью грунта (ρ) или плотностью скелета грунта (ρ_d):

$$n = \frac{\rho_s - \rho_d}{\rho_s} = 1 - \frac{\rho_d}{\rho_s}.$$

Для остальных грунтов пористость может определяться и непосредственно прямыми методами, но обычно вычисляется по тем же формулам, что и пористость связных грунтов.

Кроме того, пористость грунта может характеризоваться отношением объема пустот (V_n) к объему твердой фазы (V_s); эта величина называется **коэффициентом пористости e** , выражается обычно также в д. ед., или в %, и вычисляется по формуле

$$e = \frac{\text{объем пор в грунте}}{\text{объем минеральной части грунта}} = \frac{V_n}{V_s}$$

или через характеристики плотности:

$$e = \frac{\rho_s - \rho_d}{\rho_d} = \frac{\rho_s}{\rho_d} - 1.$$

Через коэффициент пористости можно выразить пористость и объем твердой компоненты в единице объема грунта:

$$n = \frac{e}{1+e}; \quad V_s = \frac{1}{1+e}.$$

По величине коэффициента пористости песчаные грунты классифицируются по плотности их сложения (табл. 2.5). При этом предусматривается, что его величина рассчитывается по данным определения плотности грунтов по образцам, отобранным без нарушения их структуры. При коэффициентах пористости более 0,7...0,8 грунты относятся к рыхлым и являются неблагоприятными основаниями для сооружений. Такие грунты воспринимают довольно большую статическую нагрузку, но в водонасыщенном состоянии при динамических нагрузках они теряют свою структуру и переходят в плавунное состояние.

При расчете нагрузок на сооружения и напряжений от действия собственного веса грунта необходимо переходить к значению *удельного веса грунта* γ , Н/м³, который определяется по формуле

$$\gamma = \rho g,$$

где $g = 9,81$ – ускорение свободного падения, м/с².

Наиболее часто встречаемые в практике грунты имеют удельный вес 13...22 кН/м³.

Ниже уровня подземных вод грунты находятся во взвешенном состоянии, и расчет удельного веса производится по формуле

$$\gamma = (\rho - \rho_w)g,$$

где ρ_w – плотность воды, равная 1 г/см³.

Удельный вес грунтов, залегающих ниже уровня подземных вод, должен приниматься с учетом взвешивающего действия воды при коэффициенте фильтрации слоя грунта больше 1×10^{-5} м/сут и $I_L > 0,25$ (для глинистых грунтов).

При расположении ниже уровня грунтовых вод слоя грунта с коэффициентом фильтрации менее 1×10^{-5} м/сут и $I_L < 0,25$ (для глинистых грунтов) его удельный вес принимается без учета взвешивающего действия воды. Для определения σ_{zg} в этом слое и ниже его следует учитывать давление столба воды, расположенного выше этого слоя.

5. ГИДРОФИЗИЧЕСКИЕ СВОЙСТВА ГРУНТОВ

Гидрофизические свойства грунтов проявляются в результате действия на грунты гидродинамических полей (водопрочность, водопроницаемость) или характеризуют происходящие в них изменения, вызванные увеличением или уменьшением содержания влаги (усадка, набухание).

5.1. Водопроницаемость грунтов

Водопроницаемостью называется способность водонасыщенных грунтов пропускать сквозь себя воду за счет градиента напора (отношения разности гидростатических напоров воды к длине пути фильтрации). Водопроницаемость связана с одним из важнейших процессов массопереноса в грунтах – фильтрацией воды или иных жидкостей), изучение которой имеет большое значение в инженерной геологии.

Степень водопроницаемости количественно выражается в *коэффициентах фильтрации*. **Коэффициентом фильтрации k_f** , м/сут, называется скорость фильтрации воды в грунте при градиенте напора, равном единице. Коэффициенты фильтрации используются для расчетов осадки во времени, притоков в выработки, потерь на фильтрацию в каналах и водохранилищах и расчетов дренажных систем.

Водопроницаемость характеризуется также **коэффициентом проницаемости k_n** , см². Соотношение между коэффициентами фильтрации и проницаемости следует из выражения

$$k_f = k_n \rho_w / \eta,$$

где ρ_w – плотность воды, г/см³; η – динамическая вязкость воды, сПз.

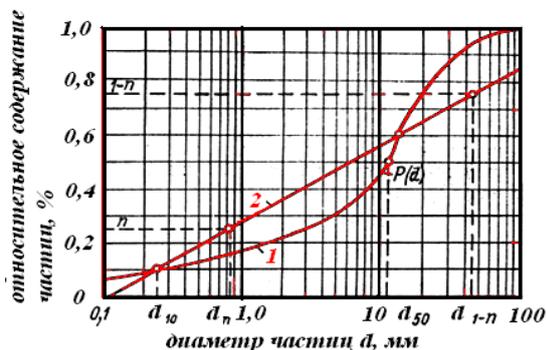
Более употребительной единицей проницаемости является дарси, причем 1 д приблизительно равен 10⁻⁸ см². Для воды с кинематической вязкостью $\nu = 0,010$ см²/с при 20 °С из формулы $k_f = g / \nu \cdot k_n$ получим 1 д = 10⁸ · 980 / 0,01 см/с = 10³ см/с = 0,9 м/сут, т. е. для воды коэффициент проницаемости, выраженный в дарси, близок к коэффициенту фильтрации, выражаемому в м/сут. В настоящее время используют его дольную часть – квадратный микрометр, т. е. 10⁻¹² м².

Фильтрация воды сквозь грунты способна осуществляться лишь через сообщающиеся пустоты, в скальных грунтах это сквозные и сообщающиеся каверны, трещины и открытые поры, в дисперсных – открытые поры. Любой нескальный грунт, состоящий из твердых минеральных частиц, можно рассматривать, в зависимости от степени его водонасыщения, как двух- или трехфазную систему с эффективной объемной массой (плотностью), равной сумме масс частиц воды и воздуха в единице объема грунта. В практических расчетах чаще используют понятие плотности сухого грунта ρ_d . При известной плотности частиц ρ_s можно определить пористость и коэффициент пористости грунта.

Пористость различных грунтов в естественном залегании обычно изменяется от 0,2 (разнозернистые аллювиальные грунты) до 0,6 (мягкая моренная глина). Для оценки фильтрационных свойств нескальных грунтов наиболее важной является характеристика, выражающая изменение относительного содержания в грунте частиц в зависимости от их крупности (характеристика весового распределения частиц по фракциям). Эту характеристику представляют в виде графика зернового состава (рис. 5.1), построенного в полулогарифмическом масштабе, чтобы более точно выразить долю мелких частиц, наличие которых в грунте сильно влияет на его фильтрационные свойства.

Неоднородность зернового состава грунта принято характеризовать коэффициентом разнозернистости, или неоднородности, – C_u . Эта характеристика грунтов впервые была предложена А. Хазеном. Зерновой состав грунта следует считать неоднородным, если коэффициент C_u превышает 10. Хазен также показал, что водопроницаемость несвязного грунта в первом приближении зависит от величины этого коэффициента и размера d_{10} , по-

лучившего название эффективного размера частиц. Позднее для оценки водопроницаемости грунтов И.И. Заурбей предложил использовать размер частиц d_{17} , так как корреляции между коэффициентом фильтрации и структурными параметрами грунта при этом получаются более устойчивыми [95].



Условные обозначения:

- 1 – график суммарного относительного содержания (обеспеченности) частиц в грунте (кривая зернового состава грунта);
- 2 – вспомогательный график для определения расчетных размеров частиц по В.Н. Кондратьеву

Рис. 5.1. Кривые распределения гранулометрического состава грунтов [95]

Водопроницаемость зернистых грунтов (исключая глинистые) также зависит от формы их частиц. Влияние формы частиц учитывают, вводя в расчетные зависимости коэффициент формы сечений поровых каналов Φ :

$$k_{\phi} = \Phi k_{\phi 0},$$

где $k_{\phi 0}$ – коэффициент фильтрации грунта с хорошо окатанными частицами, по форме приближающимися к шару; $\Phi = 0,45(1 + 0,3Б)$, где Б – балл окатанности по шкале А.В. Хабакова, согласно которой частицы угловатой формы, характерной для щебнистого грунта, имеют нулевой балл, частицы с равномерно и хорошо окатанной поверхностью – четыре балла.

Как видно, влияние формы частиц на водопроницаемость грунта относительно невелико: коэффициенты фильтрации грунтов с хорошо окатанными и угловатыми частицами (при одинаковых их размерах и плотности упаковки) отличаются примерно в два раза.

Поскольку частицы различной дисперсности могут образовывать неодинаковые по своей пространственной форме каркасы, пористость или коэффициент пористости (определения которых приведены выше) дают лишь первоначальное представление о структуре грунта. Если бы частицы представляли собой одинаковые шары, то устойчивая равновесная структура грунта, состоящего из таких частиц, характеризовалась бы пористостью $n = 0,395$ и близкой к средней из граничных ее значений 0,26 и 0,48, соответствующих предельно плотной и рыхлой упаковке равных по размерам шаров. Поскольку пористость зернистого грунта в объеме равна пористости в любом его сечении, средний диаметр пор грунта равен:

$$d_0 = ed_c, \tag{5.1}$$

где d_c – средний по обеспеченности размер частиц грунта.

Пористость грунта заметно убывает по мере увеличения его разнозернистости. Зависимость $n(\eta_{\chi})$, полученную опытным путем, можно представить в виде формулы

$$n = n_m \eta_{\chi}^{-a},$$

где n_m – пористость монофракционного грунта.

Соответственно, коэффициент пористости рассчитывается по формуле

$$e = \frac{1}{\eta_{\chi}^{a/n_m} - 1}.$$

Так, при нормальном уплотнении разнозернистого грунта с частицами средней окатанности $n_m = 0,43$ и $a = 0,135$.

Влияние разнородности и плотности грунта на размер поперечников его пор В.Н. Кондратьев предложил учитывать, вводя в виде множителя в выражение 5.1 параметр неоднородности:

$$\eta_x = \frac{d_n}{d_{1-n}},$$

где d_n и d_{1-n} – размеры частиц, определяемые по вспомогательному графику (линия 2 на рис. 5.1) зернового состава фиктивного грунта с логнормальным распределением частиц.

Представляя фильтрационную модель зернистого грунта в виде пучка извилистых капилляров (капилляров Жамена), нетрудно понять, что водопроницаемость грунта должна определяться не средним диаметром, а размером d_0 поперечников поровых каналов в местах их сужений. Поэтому размер d_0 называют гидравлически эквивалентным диаметром поровых каналов грунта, который примерно в три раза меньше среднего d_c . Гидравлически эквивалентный диаметр поровых каналов в зернистом грунте рекомендуется определять по формулам:

$$d_0 = 0,22\eta_x d_c; \quad d_0 = 0,455\sqrt{\eta_x e d_{17}}.$$

Для монозернистых грунтов (с одинаковыми по крупности частицами) при наиболее вероятной их пористости, близкой к 0,4, величина поперечника составит: $d_0 \approx 0,2d_{50}$ [95].

При обосновании структуры основного закона фильтрации необходимо отметить, что из-за малых скоростей фильтрационного потока можно пренебречь величиной скоростного напора и считать основным ламинарный режим фильтрации. Между скоростью потока и падением напора устанавливается линейная связь, которая впервые была обнаружена Дарси на основании опытов по фильтрации в песчаной колонне постоянного сечения. Дарси, исследовавший фильтрацию воды через слой песка, использовал в своих опытах установку, показанную на рис. 5.2. Через вертикальный сосуд постоянного сечения, заполненный песком, при постоянной разности напоров пропускалась вода. Толщина слоя песка, фракционный состав и разность напоров были в разных опытах различны. На основе проведенных исследований Дарси вывел зависимость:

$$Q = k_\phi SI,$$

где Q – расход фильтрационного потока с поперечным сечением S при градиенте напора I ; k_ϕ – коэффициент пропорциональности, называемый коэффициентом фильтрации.

В настоящее время общепринятым является следующее выражение **закона Дарси**:

$$v = k_\phi \cdot i,$$

где v – скорость ламинарной фильтрации жидкости; k_ϕ – коэффициент ламинарной фильтрации.

Коэффициенты ламинарной фильтрации зернистых грунтов следует определять для несцементированного песчаного грунта по формуле

$$k_\phi = \frac{\Phi n g}{36\nu} d_0^2;$$

для крупнообломочного грунта, диаметр пор d_0 которого превышает 0,2 см,

$$k_\phi = \zeta_2 \frac{\Phi n g}{36\nu} d_0^2;$$

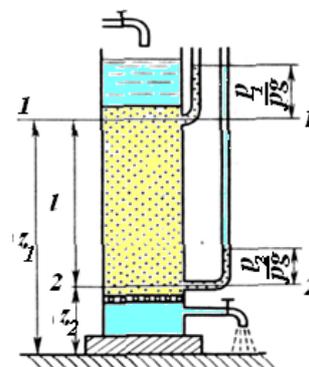


Рис. 5.2. Установка для определения коэффициента фильтрации

где

$$\zeta_2 = \frac{1}{\sqrt[3]{1 + 9 \cdot 10^{-8} \frac{g}{v^2} \sqrt[3]{\frac{g}{v^2} d_0^4}}}$$

Так, при температуре фильтрующей в грунте воды $t_w = 4 \text{ }^\circ\text{C}$ (соответственно при вязкости $\nu = 0,016 \text{ см}^2/\text{с}$) численное значение функции $\zeta_2 = \frac{1}{\sqrt[3]{1 + 54d_0^4}}$; а при $t_w = 20 \text{ }^\circ\text{C}$

($\nu = 0,010 \text{ см}^2/\text{с}$) $\zeta_2 = \frac{1}{\sqrt[3]{1 + 190d_0^4}}$, где d_0 – в сантиметрах.

Закон Дарси имеет очень широкую область применения и по праву считается основным законом фильтрации. Вместе с тем существуют условия, при которых закон Дарси нарушается, причем имеют место верхняя и нижняя границы его использования. Верхняя граница применения закона Дарси проявляется в породах высокой проницаемости при больших скоростях фильтрации. Природа ее связана с существенным проявлением инерционных и пульсационных сил, которые пропорциональны квадрату скорости фильтрации. Исходя из принципа независимости действия вязкого трения и пульсационных сил, можно предполагать, что наиболее достоверной формой основного закона фильтрации в этом случае является двучленная зависимость Прони-Форхгеймера, предложенная в качестве общего закона фильтрации и обоснованная рядом теоретических и экспериментальных исследований:

$$i = \frac{v_\phi}{k_{\phi\lambda}} + \left(\frac{v_\phi}{k_{\phi\Gamma}} \right)^2. \quad (5.2)$$

Достоинством двучленной зависимости является ее универсальность, поскольку она охватывает предельные условия: наступление ламинарного режима при малых скоростях

фильтрации, когда член $\left(\frac{v_\phi}{k_{\phi\Gamma}} \right)^2$ становится пренебрежимо малым по сравнению с $\frac{v_\phi}{k_{\phi\lambda}}$, и

турбулентного режима при весьма больших скоростях фильтрации, когда можно пренебречь линейным членом по сравнению с квадратным.

С переходом ламинарного течения в турбулентное (что нередко наблюдается в крупнозернистых грунтах) закон сопротивления резко изменяется и становится квадратичным, т. е. потери напора растут пропорционально квадрату скорости, в связи с чем, определяя водопроницаемость грунта в конкретной области основания напорного сооружения, следует проверить сохранится ли при прогнозируемом градиенте напора i_n в данной области ламинарный режим фильтрации. Ламинарный режим сохраняется при условии:

$$i_n < i_k,$$

где i_n – критический градиент напора, вычисляемый для зернистых грунтов по формуле

$$i_k = \frac{155}{\sqrt[3]{(\Phi n d_0^4)^4}} \sqrt[9]{\left(\frac{v^2}{g} \right)^8}$$

Соответственно, критическая скорость v_k (в начале отклонения фильтрации от закона Дарси) определяется по формуле:

$$v_k = 1,38 \cdot 10^{-6} n \sqrt[3]{\frac{g\nu}{J_i^2}} \sqrt[4]{1 + 2 \cdot 10^{15} J_i^2};$$

критическое число Рейнольдса:

$$Re_{ок} = \frac{v_k d_0}{nv} = 1,38 \cdot 10^{-6} d_0^3 \sqrt{\frac{gv}{J_i^2}} \sqrt[4]{1 + 2 \cdot 10^{15} J_i^2},$$

где $J_i = \frac{\rho_w g}{E_w} d_0$ – критериальное отношение силы тяжести к силе упругости воды ($E_w = 2,06 \cdot 10^3$ МПа).

Если по предварительной оценке средняя скорость течения воды в порах грунта в рассматриваемой области основания будет превышать 5 см/с, то фильтрационные расчеты для данной области необходимо выполнять в соответствии с зависимостью:

$$v = k_\phi \sqrt{i},$$

где $k_{\phi T}$ – коэффициент турбулентной фильтрации, определяемый по формуле

$$k_\phi = 17,9n \sqrt{gd_0} \sqrt[6]{J_i}.$$

Гидравлические сопротивления установившемуся движению воды в мелкодисперсном связном материале (глинистом грунте). Для связных (глинистых) грунтов, не имеющих макроагрегатной (комковатой) структуры,

$$k_\phi = k_0 \exp \beta e, \quad (5.3)$$

где k_0 – коэффициент, имеющий размерность скорости, среднее значение которого при температуре 20 °С равно $4 \cdot 10^{-11}$ см/с; e – коэффициент пористости (в д. ед.) мелкозернистой компоненты грунта с частицами $d < 0,1$ см; β – показатель, характеризующий интенсивность снижения проницаемости грунта при его уплотнении [95]. Величину показателя β рекомендуется вычислять по формуле

$$\beta = \frac{1}{0,17e_L - 0,048},$$

где e_L – коэффициент пористости грунта на границе его текучести, определяемый в долях единицы для грунтового теста, имеющего влажность, равную w_L .

При отсутствии этих данных значение e_L определяют по экспериментально установленному соотношению:

$$e_L = 1,06 \frac{\rho_s}{\rho_w} w_L, \quad (5.4)$$

где ρ_s – плотность частиц грунта; ρ_w – плотность воды.

Зависимость (5.3) можно представить в виде графиков, которые показаны на рис. 5.3. Из этой зависимости следует, что наибольшей интенсивностью снижения водопроницаемости при уплотнении обладают низкопластичные супесчаные грунты ($e_L < 0,7$), а наименьшей – тяжелые глины и разложившийся торф ($e_L > 1,5$) [95].

Гидравлические сопротивления установившемуся движению воды в трещинах. На основании градиент-скоростных характеристик, полученных при изучении процесса фильтрации воды в трещинах с различными раскрытиями δ и степенью шероховатости их стенок, установлено, что средние скорости движения воды в трещинах:

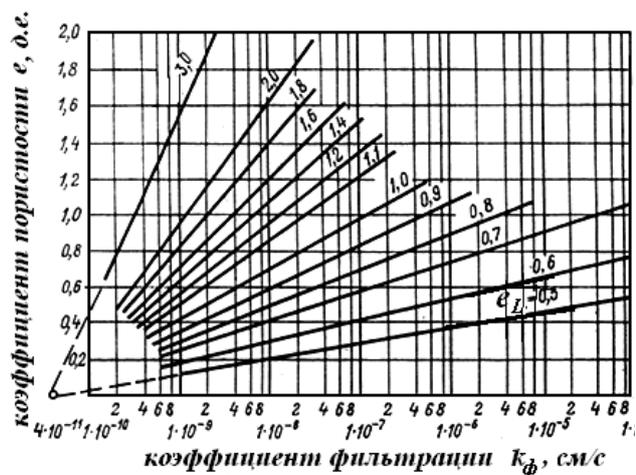


Рис. 5.3. Графики зависимостей между коэффициентами пористости и фильтрации глинистых грунтов [95]

при ламинарном режиме:

$$v = \frac{g\delta^2}{12\nu(1+A/\delta)} i; \quad (5.5)$$

при турбулентном:

$$v = 10\sqrt{\frac{g\delta}{1+B/\delta}} i. \quad (5.6)$$

Влияние шероховатости стенок трещин на сопротивление движению в них воды учитывается введением коэффициентов $\xi = \sqrt{1+A/\delta}$ и $\psi = \sqrt{1+B/\delta}$ в расчетные зависимости (5.5) и (5.6).

Важнейшей особенностью процесса фильтрации воды в трещинах является то, что при возрастании градиента напора сверх критического значения ламинарный режим сравнительно быстро сменяется турбулентным. Критический градиент напора и скорость течения воды в трещине вычисляются [95]:

$$i_k = 1,44 \cdot 10^4 \frac{v^2 \xi^2}{g\delta^3 \psi}; \quad v_k = 1,2 \cdot 10^3 \frac{v}{\delta} \frac{\xi}{\psi}. \quad (5.7)$$

Из (5.7) следует, что при увеличении раскрытия очень тонких трещин, для которых A и $B \gg \delta$, критический градиент быстро уменьшается обратно пропорционально четвертой степени раскрытия трещины. Соответственно, критическое число Рейнольдса [95]

$$Re_k = \frac{v_k \delta}{2\nu} = \frac{g\delta^3}{24\nu^2 \xi} i_k = 600 \frac{\xi}{\psi}.$$

Гидравлические параметры A и B шероховатости стенок трещины с известным ее раскрытием δ можно определить по двум точкам на градиент-скоростной характеристике [95]:

в области ламинарного режима:

$$A = \frac{g\delta^3}{12\nu} \frac{i_{\text{л}}}{v_{\text{л}}} - \delta = \left(\frac{g\delta^3}{12\nu} \frac{i_{\text{л}}}{v_{\text{л}}} - 1 \right) \delta;$$

в области турбулентного режима:

$$B = 100g\delta \frac{i_{\text{т}}}{v_{\text{т}}^2} - \delta = (100g \frac{i_{\text{т}}}{v_{\text{т}}^2} - 1) \delta.$$

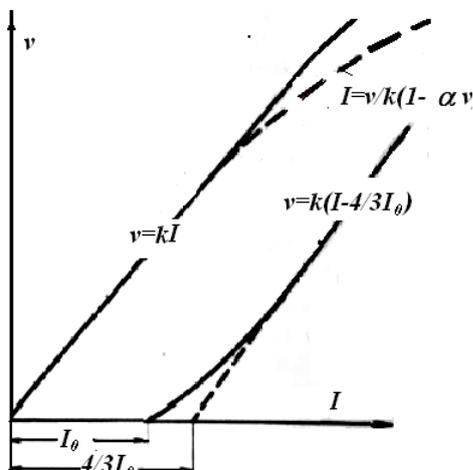


Рис. 5.4. Зависимость скорости фильтрации от гидравлического градиента

Большой практический интерес представляет анализ аномалий основного закона фильтрации, возникающих при малых скоростях фильтрации, характерных для слабопроницаемых пород. В высокодисперсных грунтах с низкой водопроницаемостью (глины, торф) наблюдается отклонение от линейного закона, а фильтрация в таких грунтах начинается лишь при превышении некоторого градиента напора, называемого **начальным градиентом фильтрации** I_0 (рис. 5.4).

Природу этих аномалий связывают с влиянием сил молекулярного взаимодействия частиц воды и породы. В работах И.Ф. Бондаренко и С.В. Нерпина [6] объяснение таких аномалий основывается на представлениях о вязкопластическом характере течения воды в ультратонких поровых каналах. Рассматривая для анализа закономерностей вязкопластического режима фильтрации простейшую модель пористой среды,

состоящую из одинаковых капиллярных трубок с радиусом r_t , можно показать, что в этом случае вязкое течение начинается при градиенте напора I_0 , определяемом по формуле

$$I_0 = \frac{2\tau_0}{\rho_w g r_t},$$

где τ_0 – начальное сопротивление сдвигу в жидкости, которое, по данным Н.Ф. Бондаренко, имеет порядок 10^{-4} МПа; ρ_w – плотность воды; g – ускорение свободного падения.

При $I > I_0$ основной закон фильтрации описывается уравнением:

$$v = k \left[I - 4/3 \cdot I_0 + I_0 / 3 \cdot (I_0 / I)^3 \right].$$

При больших градиентах, когда $I \gg I_0$, этот график имеет линейную асимптоту:

$$V = k[I - 4/3 \cdot I_0].$$

Начальные градиенты исследуются довольно давно, но до сих пор нет единого мнения об их природе и даже о самом факте их существования. Начальный градиент выделяется условно, движение жидкости не исключается, но почти не фиксируется. После превышения I_0 скорость фильтрации возрастает нелинейно, постепенно выходя на прямой участок. Напорный градиент, при котором скорость фильтрации становится линейной, называют предельным.

Причиной существования начального градиента фильтрации в глинах является наличие в порах связанной воды с аномальными реологическими свойствами (повышенной вязкостью). И для того чтобы «сдвинуть» слои связанной воды в тонких порах глины, надо преодолеть их сопротивление сдвигу. По мнению В.М. Гольдберга [13], воздействие градиента напора на проницаемость глин обусловлено вязкопластичными свойствами связанной воды, неоднородностью ее связи с твердой поверхностью глинистых частиц. Вязкопластичные свойства проявляются в начальном градиенте фильтрации, а неоднородность энергетической связи – в том, что с ростом градиента напора большая часть связанной воды вовлекается в движение. Эти две особенности – начальный градиент и неоднородность связи – взаимозависимы. Значения начальных градиентов в песках имеют порядок $I_0 = 10^{-3}$, в торфах – до 15, наибольшим начальным градиентом фильтрации (до 60–70) обладают Na-формы монтмориллоновых глин, наименьшим – каолиновые глины. Такие величины, несомненно, имеют реальную значимость, так что в природных условиях проявления вязкопластического течения, по-видимому, требуют тщательного анализа. Важно учитывать, что вязкопластическое течение имеет релаксационный характер, обуславливающий возможность течения в пластической области $I < I_0$, однако эффективная проницаемость породы здесь будет уже значительно меньше.

На снижение начального градиента фильтрации влияют все факторы, которые приводят к разрушению структуры слоев связанной воды вокруг частиц (повышение температуры, повышение концентрации порового раствора и др.). С ростом градиента напора увеличивается диаметр пор вследствие вовлечения в движение все большей части связанной воды и уменьшения толщины остающейся неподвижно связанной воды. Под влиянием приложенного перепада давлений связанная вода продавливается и высвобождает поровое пространство. С увеличением перепада давлений эффективная пористость должна возрастать, а в области больших напоров – остаться постоянной. В то же время есть данные [53], отмечающие гашение напора и проявление деформаций выпора под действием фильтрационного потока. При приложении давления происходит обжатие пор, что ведет к снижению фильтрационных свойств. Величина разрушающего градиента – от 11 до 51.

Определение коэффициента фильтрации. Существуют четыре широко распространенных метода для определения коэффициента проницаемости грунта (влагопроницаемости):

- методы полевых испытаний, такие как определение проницаемости путем откачек, наливов, пластоиспытаний или расходомерии;
- метод эмпирической связи с гранулометрическим распределением частиц;
- метод получения оценочных показателей в испытании с использованием компрессионного прибора (одометра);
- метод определения проницаемости грунта на испытательных образцах в лабораторных условиях [126].

Выбор метода определения коэффициента фильтрации зависит от геологических (гидрогеологических) условий участка проектируемого строительства и задач, поставленных перед изысканиями. Так, в условиях близкого к поверхности залегания грунтовых вод и относительно высокой водопроницаемости грунтов следует применять метод опытных откачек. При очень высокой водопроницаемости грунтов, например валунно-галечниковых отложений, используют методы нагнетания или налива воды в скважины. Если грунтовые воды находятся на глубине более 4...6 м, то коэффициент фильтрации зоны аэрации лучше определять методом налива воды в шурфы. Определение коэффициента фильтрации грунтов для проектирования водоотлива из котлованов следует проводить только методом опытных откачек. Общая оценка фильтрационных свойств грунтов участка проектируемого строительства может быть выполнена для песчаных грунтов методом расчета по гранулометрическому составу либо наблюдением за восстановлением уровня воды в скважинах. При необходимости оценки прогноза подтопления площадки, сложенной грунтами, наилучшие результаты определения коэффициента фильтрации могут быть получены при проведении опытов в компрессионно-фильтрационных приборах. Можно оптимизировать оценку коэффициента проницаемости, если использовать несколько вышеназванных методов в сочетании друг с другом. В табл. 5.1 перечислены основные лабораторные и полевые методы определения коэффициента фильтрации и указаны границы их применения для различных грунтов.

Таблица 5.1

Лабораторные и полевые методы определения коэффициента фильтрации

Лабораторные методы			Полевые методы	
Прямые	Косвенные	Виды грунтов	Прямые	Виды грунтов
Прибор Г.Н. Каменского	–	Песчаные и глинистые нарушенного и ненарушенного сложения	Опытные откачки из скважин и шурфов	Все виды, кроме глин и суглинков
Прибор Г. Тиме	–	Песчаные нарушенного сложения	Опытные наливов и шурфы	Песчаные и глинистые, кроме глин при глубоком залегании уровня грунтовых вод (4...6 м)
Трубка Г.Н. Каменского	–	Песчаные нарушенного сложения		
Прибор КФЗ (трубка «Спецгео»)	–	Песчаные и глинистые нарушенного и ненарушенного сложения	Опытные нагнетания воды в скважину	Скальные, полускальные, трещиноватые и сухие гравийно-галечниковые
Прибор ПВ	–	Глинистые нарушенного и ненарушенного сложения		
–	По результатам гранулометрического анализа	Песчаные однородные	Наблюдения за восстановлением уровня воды в скважинах	Все виды
	По результатам компрессионных испытаний	Глинистые нарушенного и ненарушенного сложения		

Коэффициент фильтрации песчаных грунтов определяют при постоянном заданном градиенте напора с пропуском воды сверху вниз или снизу вверх, при предварительном насыщении образца грунта водой снизу вверх.

Коэффициент фильтрации пылеватых и глинистых грунтов определяют при заданных давлениях на грунт и переменном градиенте напора с пропуском воды сверху вниз или снизу вверх, при предварительном насыщении образца грунта водой снизу вверх без возможности его набухания.

Для насыщения образцов грунта и фильтрации применяют грунтовую воду с места отбора грунта или воду питьевого качества. В случаях, устанавливаемых программой исследований, допускается применять дистиллированную воду.

Результаты определения коэффициента фильтрации должны сопровождаться данными о гранулометрическом составе, плотности частиц, плотности сухого грунта, границе текучести и раскатывания, степени влажности и коэффициенте пористости. Количество частных определений коэффициента фильтрации для каждого инженерно-геологического элемента (слоя грунта) должно составлять не менее шести, их устанавливают методом статистической обработки результатов частных определений [19]. Расчетные значения коэффициентов фильтрации следует принимать равными нормативным.

Определение коэффициента фильтрации песков при постоянном градиенте напора [35]. Коэффициент фильтрации определяют на образцах ненарушенного сложения или нарушенного сложения заданной плотности. Максимальный размер частиц песчаных грунтов не должен превышать $1/5$ внутреннего диаметра прибора для определения коэффициента фильтрации.

В комплект оборудования для определения коэффициента фильтрации должны входить: прибор КФ-ООМ, КФЗ (рис. 5.5) или приборы КФ-01, ПКФ-3, ФВ-3, трубка СПЕЦГЕО усовершенствованная.

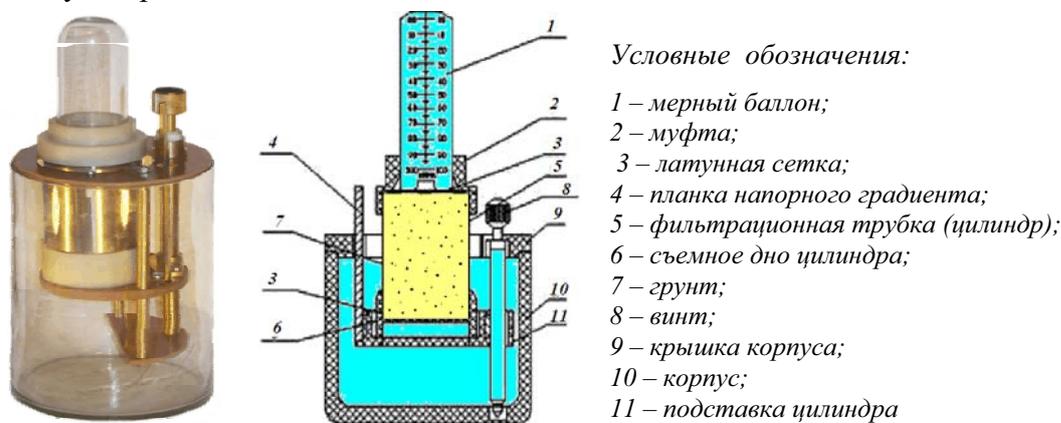


Рис. 5.5. Прибор для определения коэффициента фильтрации песчаных грунтов (фильтрационная трубка КФ-1 входит в состав прибора) [35, 143]

Заполнение цилиндра испытываемым грунтом ненарушенного сложения выполняют в следующем порядке. Заранее взвешенный цилиндр ставят заостренным краем на выровненную поверхность грунта и слегка вдавливают в грунт, обозначая границы будущего образца для проведения испытаний; грунт у заостренного края цилиндра (с внешней его стороны) срезают острым ножом в виде столбика диаметром на $0,5...1,0$ мм больше диаметра цилиндра и высотой примерно 10 мм. Одновременно по мере срезания постепенно надвигают цилиндр на грунт, не допуская перекоса, до полного заполнения цилиндра. В грунт, из которого не удастся вырезать столбик, цилиндр вдавливают; верхний торец образца грунта зачищают ножом вровень с краями цилиндра и накрывают заранее взвешенной пластинкой; подхватывают цилиндр с грунтом снизу лопаткой, переворачивают

его, зачищают нижний торец образца грунта вровень с краями цилиндра и также накрывают заранее взвешенной пластинкой; взвешивают цилиндр с образцом грунта и покрывающими его пластинками; определяют плотность грунта, затем надевают на цилиндр с образцом грунта дно с латунной сеткой, покрытой кружками марли.

Коэффициент фильтрации грунта определяют в следующем порядке: вращением подъемного винта устанавливают цилиндр с грунтом до совмещения отметки необходимого градиента напора на планке с верхним краем крышки корпуса и доливают воду в корпус до верхнего его края. Испытания проводят при поэтапном увеличении значений градиента напора; измеряют температуру воды; заполняют мерный стеклянный баллон водой и, закрыв отверстие, опрокидывают отверстием вниз, подносят возможно ближе к цилиндру с грунтом и быстро вставляют в муфту фильтрационной трубки так, чтобы его горлышко соприкасалось с латунной сеткой, а в баллон равномерно поднимались мелкие пузырьки воздуха. Если в мерный баллон прорываются крупные пузырьки воздуха, то его необходимо опустить ниже, добившись появления мелких пузырьков. Когда уровень воды достигнет деления шкалы мерного баллона 10 (или 20) см³, фиксируют время, принимая его за начало фильтрации воды. В дальнейшем фиксируют время, когда уровень воды достигнет соответственно делений 20, 30, 40, 50 (или 20, 40, 60, 80) см³ или других кратных значений. Производят четыре отсчета.

Коэффициент фильтрации k_{ϕ} , м/сут, приведенный к условиям фильтрации при температуре 10 °С, вычисляют по формуле:

$$k_{\phi} = \frac{864 \cdot V_w}{t_m S T I};$$

где V_w – объем профильтровавшейся воды при одном замере, см³; t_m – средняя продолжительность фильтрации (по замерам при одинаковых расходах воды), с; S – площадь поперечного сечения цилиндра фильтрационной трубки, см²; I – градиент напора; $T = (0,7 + 0,03 T_{\phi})$ – поправка для приведения значения коэффициента фильтрации к условиям фильтрации воды при температуре 10 °С, где T_{ϕ} – фактическая температура воды при испытании, °С; 864 – переводной коэффициент из см/с в м/сут.

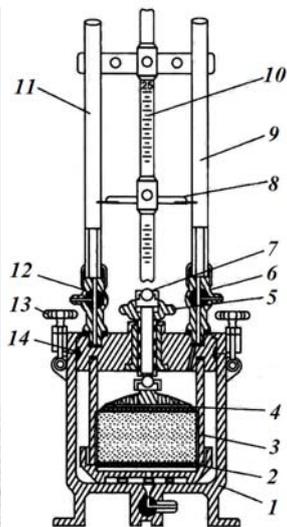
Для расчета коэффициента фильтрации следует составлять таблицу расчетных данных для постоянного расхода воды из цилиндра определенной площади поперечного сечения при различных градиентах напора и температуре. Коэффициент фильтрации вычисляют до второй значащей цифры.

Определение коэффициента фильтрации глинистых грунтов при переменном напорном градиенте [35]. Методика лабораторных испытаний на водопроницаемость связных грунтов имеет ряд особенностей, обусловленных:

- очень низкими коэффициентами фильтрации, значения которых обычно не превосходят 10⁻⁶ см/с и быстро (экспоненциально) уменьшаются в процессе уплотнения грунта;
- способностью связных грунтов приобретать агрегатную (комковатую) структуру, существенно влияющую на величину водопроницаемости и характер ее изменения в процессе уплотнения грунта;
- способностью многих глинистых грунтов набухать при замачивании или, наоборот, уплотняться (что характерно для так называемых просадочных лёссовидных суглинков);
- относительно большими потенциалами капиллярного впитывания воды;
- зависимостью уплотняемости грунта (при заданной энергии уплотнения) от его начальной влажности.

Уплотнение связного грунта протекает в два этапа: на первом происходит разрушение отдельных комьев и исчезновение вследствие этого наиболее крупных вторичных пор, на втором – уменьшение объема первичной пористости. В случае если начальная влажность грунта меньше оптимальной, энергия уплотнения затрачивается на разрушение комьев.

В комплект оборудования для определения коэффициента фильтрации глинистых грунтов должны входить: компрессионно-фильтрационный прибор (рис. 5.6), позволяющий проводить испытания под нагрузкой при переменном напорном градиенте; весы; термометр; секундомер.



Условные обозначения:

- 1 – корпус;
- 2 – нижний фильтр;
- 3 – кольцо с образцом грунта;
- 4 – нагрузочный штамп;
- 5 – полый винт;
- 6, 12 – трехходовые краны;
- 7 – нагрузочный шток;
- 8 – указатель-движок для фиксации уровня воды в пьезометрах;
- 9, 11 – пьезометры;
- 10 – стойка;
- 13 – откидные болты;
- 14 – крышка

Рис. 5.6. Прибор для определения коэффициента фильтрации глинистых грунтов ПВ конструкции Д.И. Знаменского – В.И. Хаустова [76]

Образец грунта насыщают водой снизу вверх через пьезометр. Водонасыщение следует производить не менее 2 сут для супесей, не менее 5 сут для суглинков; продолжительность водонасыщения глин устанавливают заданием. При степени влажности грунта более 0,98 водонасыщение можно не производить. Заливают образец грунта водой (до краев насадки или верха крышки), и передают на образец заданное давление ступенями. Значения ступеней давления и время их выдерживания назначают в соответствии с ГОСТ 12248 [17]. Если заданное давление равно p_{str} (соответствующее структурной прочности), то образец нагружают ступенями давления по 0,0025 МПа до начала сжатия.

В приборах, имеющих два пьезометра, соединенных с крышкой и поддоном, начальный напор равен разности уровней в пьезометрах. При исследовании фильтрации в нисходящем потоке пьезометр, присоединенный к верхней части прибора, должен быть заполнен до верхней отметки, а пьезометр, присоединенный к нижней части, – до нижней отметки, и наоборот. Открывают кран, соединяющий пьезометр с прибором, и отмечают время начала фильтрации воды. Замеряют числа делений, на которые опустился (поднялся) уровень воды в пьезометре, через одинаковые промежутки времени и температуру воды с точностью до 0,5 °С. Отсчеты по пьезометру производят в зависимости от скорости фильтрации. Промежутки времени отсчетов могут быть 5, 10, 15, 30 мин, 1 ч, при медленной фильтрации – два раза, в начале и в конце рабочего дня. Производят не менее шести отсчетов. Если уровень воды в пьезометре понижается на одно деление за время, превышающее 40 с, то следует заменить пьезометры на более тонкие трубки.

Коэффициент фильтрации грунта (k_{ϕ}), м/сут, приведенный к условиям фильтрации при температуре 10 °С, вычисляют по формуле

$$k_{\phi} = \left(\varphi \frac{S}{H_0} / t \right) \cdot \frac{S_n}{S_k} \cdot \frac{h}{T} \cdot 864,$$

где S – наблюдаемое падение уровня воды в пьезометре, отсчитанное от первоначального уровня, см; H_0 – начальный напор, см; $\varphi \frac{S}{H_0}$ – безразмерный коэффициент, определяемый

в зависимости от $\frac{S}{H_0}$; t – время падения уровня воды, с; $S_{\text{п}}$ – площадь сечения пьезометра, см²; $S_{\text{к}}$ – площадь кольца, см²; h – высота образца грунта, равная высоте кольца, см; $T = (0,7 + 0,03 T_{\text{ф}})$ – поправка для приведения значения коэффициента фильтрации к условиям фильтрации воды при температуре 10 °С, где $T_{\text{ф}}$ – фактическая температура воды при опыте, °С; 864 – переводной коэффициент из см/с в м/сут.

Коэффициент фильтрации вычисляют для каждого отсчета по пьезометру, за результат принимают среднее арифметическое отдельных вычисленных значений и выражают с точностью до второй значащей цифры [35].

На коэффициент фильтрации наиболее существенно влияют структурно-текстурные особенности грунта: гранулометрический состав, его однородность (неоднородность), форма, извилистость, размер пор и каналов, ширина раскрытия трещин и др. В зависимости от этих факторов коэффициент фильтрации различных грунтов меняется в широких пределах. В табл. 5.2 приведены ориентировочные значения коэффициентов фильтрации дисперсных грунтов. Классификация скальных грунтов по степени водопроницаемости дана в табл. 5.3 [84].

Таблица 5.2

Значения коэффициентов фильтрации дисперсных грунтов

Грунт		Коэффициент фильтрации $k_{\text{ф}}$, м/сут
Галечниковый		200
Гравийный		100...200
Крупнообломочный с песчаным заполнителем		100...150
Гравелистый песок		50...100
Крупный песок		25...75
Средней крупности песок		10...25
Мелкий песок		2...10
Пылеватый песок		0,1...2
Супесь		0,1...0,7
Суглинок		0,005...0,4
Глина		0,005
Торф	слаборазложившийся	1...4
	среднеразложившийся	0,15...1,0
	сильноразложившийся	0,01...0,15

Таблица 5.3

Классификация скальных грунтов по водопроницаемости

Характеристика горных пород	Коэффициент фильтрации, м/сут	Удельное водопоглощение, л/мин
Практически водоупорные, нетрещиноватые	<0,01	<0,005
Очень слабопроницаемые и слаботрещиноватые	0,01...0,1	0,005...0,05
Слабопроницаемые и слаботрещиноватые	0,1...10	0,05...5,0
Водопроницаемые и слаботрещиноватые	10...30	5...15
Сильнопроницаемые, сильнотрещиноватые	30...100	15...50
Очень сильнопроницаемые и сильнотрещиноватые	>100	>50

Минеральный состав влияет на величину коэффициента фильтрации грунтов через связанную с ним дисперсность и пористость. В дисперсных грунтах, включая пески, примесь глинистых минералов приводит к снижению коэффициента фильтрации. Добавление к песку всего 10 % глинистых частиц снижает водопроницаемость более чем на 50...60 %.

Степень насыщенности некоторых типов грунтов может оказать влияние на коэффициент фильтрации вплоть до трех порядков величины. Химический состав проникающего вещества может изменить коэффициент фильтрации на несколько порядков величины.

Среди внешних факторов наиболее существенное влияние на водопроницаемость грунтов оказывает температура. Исследования Л.И. Кульчицкого, И.А. Брилинг, В.А. Королева и других показали, что с ростом положительной температуры в диапазоне 0...90 °С происходит существенное увеличение коэффициента фильтрации в глинистых грунтах. Причинами этого являются: уменьшение вязкости поровой жидкости при нагревании, в том числе и слоев связанной воды с повышенной вязкостью, что ведет к падению k_f ; частичное разрушение структуры слоев связанной воды вокруг частиц с аномальными реологическими свойствами за счет нагрева, перевод части воды из связанной в свободную; увеличение за счет нагрева степени агрегированности частиц и рост при этом размера межагрегатных пор, что ведет к росту k_f . Наибольшие структурные изменения связанной воды происходят в диапазоне температур 65...75 °С, что выражается в более резком росте коэффициента фильтрации глинистых грунтов при этой температуре [50].

Многочисленные экспериментальные исследования показывают, что при длительной фильтрации воды k_f грунта остается постоянным лишь в случае его жесткой структуры, устойчивой во времени, что характерно для скальных грунтов. У большинства дисперсных грунтов, как показали исследования, в результате длительной фильтрации происходит нарушение их структуры и текстуры, связанное с растворением и выносом солей, потерей сцепления между отдельными частицами, выносом частиц, коагуляцией пор и дальнейшим уплотнением грунта. Гидростатический напор действует как уплотняющая нагрузка. В результате этого коэффициент фильтрации во времени постепенно снижается и выходит на постоянное значение. При этом процесс снижения может быть плавным, что характерно для пластичных глин, либо скачкообразным.

Резкое уменьшение скорости фильтрации выявлено также в органических грунтах. Многие авторы как причины снижения фильтрации приводят: изменение в процессе опыта рН и образование гелей [8, 74], набухание [53], коагуляцию пор в процессе опыта [59], изменение вязкости [77], совокупность всех перечисленных факторов [65]. Ф.П. Винокуров отмечает [8], «что ни одна из перечисленных причин замедления скорости фильтрации в торфяных грунтах с течением времени не является достоверной, так как каждая из них является скорее результатом субъективных выводов». По данным Н.Ф. Бондаренко и Н.П. Коваленко [6], в период длительных определений коэффициентов фильтрации в торфах проходят анаэробные процессы, что приводит к образованию соединений, таких как метан, метиловые соединения и комплекс альдегидов, снижающих величину расхода во времени. Стабилизация значений расхода отражает равновесие анаэробных процессов, растворения, коагуляции, суффозии при данном градиенте напора.

Даже если слой грунта однороден по составу, его коэффициент фильтрации может значительно варьировать ввиду небольших изменений удельной нагрузки, коэффициента пустотности, структуры, размера частиц и слоистости. Поэтому коэффициент фильтрации грунта необходимо описывать с указанием величин минимального и максимального предельного уровней. Определение коэффициента фильтрации однородного по составу песка можно произвести достаточно точно, используя взаимосвязь с гранулометрическим распределением частиц. При использовании результатов одометрических испытаний для расчета коэффициента фильтрации глинистых грунтов получается лишь его приблизительная оценка. Одометрические испытания с постоянной скоростью обеспечивают более точный замер проницаемости. Самым достоверным методом для получения величины коэффициента фильтрации является полевой метод испытаний.

5.2. Водопрочность грунтов

Водопрочностью (или водоустойчивостью) грунтов называют их способность сохранять свою механическую прочность и устойчивость в водной среде. В водопрочности грунтов проявляются как их физико-химические, так и физико-механические особенности. Условия взаимодействия грунта с водой могут быть статическими (спокойная вода) или динамическими (движущийся поток воды). В первом случае результатом этого взаимо-

действия в дисперсных грунтах является их размокание, в скальных грунтах – размягчение, во втором случае – размыв грунтов. В соответствии с этим водопрочность грунтов характеризуют по их размокаемости, размягчаемости и размываемости.

5.2.1. Размокаемость грунтов

Размокаемостью называется способность грунтов при замачивании в спокойной воде терять свою связность и превращаться в рыхлую массу с полной потерей прочности. Размокание грунтов происходит в результате постепенного ослабления неводостойких структурных связей между элементарными частицами или агрегатами грунта в процессе их гидратации. Способностью к размоканию обладают дисперсные грунты, а также слабоцементированные осадочные и искусственные грунты с растворимым, неводостойким или глинистым цементом.

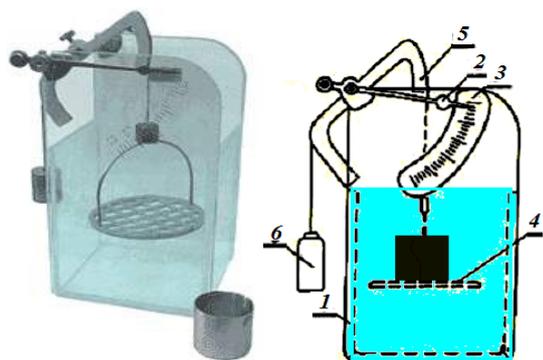
Показателями размокаемости грунтов являются [50]:

1) **время размокания** (t_p) – интервал времени, в течение которого образец грунта, помещенный в воду, теряет связность и распадается на структурные элементы разного размера;

2) **скорость размокания** (v_p), оцениваемая по относительной потере массы $\Delta m/m_0$ образца за время Δt , где m_0 – начальная масса образца;

3) **характер размокания**, оцениваемый визуально в выработках или на образцах, отражает качественную картину распада грунта.

Определение показателей размокаемости. Размокание грунта определяют на образцах с ненарушенной и нарушенной структурой при помощи прибора ПРГ (рис. 5.7).



Условные обозначения:

- 1 – корпус;
- 2 – стрелка;
- 3 – шкала;
- 4 – сетка;
- 5 – рычаг;
- 6 – противовес

Для определения размокания грунта ненарушенной структуры грунтоотборником из монолита грунта вырезают цилиндры диаметром и высотой 30 мм (или кубики 30 × 30 × 30 мм). Одновременно из исследуемого грунта отбирают пробу для определения его начальной влажности.

Рис. 5.7. Прибор для определения размокаемости грунта [143]

При определении размокания грунта нарушенной структуры высушенный на воздухе грунт размельчают и просеивают через сито с сеткой № 05. Просеянный грунт заливают водой и приготавливают тесто такой консистенции, при которой оно не прилипает к рукам при раскатывании. Из приготовленного теста грунтоотборником вырезают образцы так же, как из монолита грунта.

Кубик или цилиндр устанавливают на сетку с отверстиями в 1 см, которая подвешена в сосуде с водой (дистиллированной или водой с точки отбора образца). Помещенные в воду образцы начинают размокать. При описании характера размокания образца приводят описание формы, размеры частиц (крупные, мелкие комочки, чешуйки, пыль), последовательность их распада. Записи в журнале делают в следующие промежутки времени: 1, 30 мин, 1, 6, 24 и 48 ч, применяя термины из табл. 5.4 и 5.5.

Таблица 5.4

Описание поведения помещенного в воду образца грунта

Термин	Описание грунта после 24 ч размокания в воде	Степень
Устойчивый	Изменений нет	1
Достаточно устойчивый	Образовалось несколько трещин или поверхность образца слегка крошится	2
	Образовалось много трещин, крошится на мелкие куски, поверхность образца сильно крошится	2
Неустойчивый	Образец распадается или почти вся поверхность образца крошится	4
	Образец переходит в суспензию или распадается до песка	5

Критерии размокания грунта

Время размокания образца	Характер размокания
Полное размокание за 1 мин	Мгновенное
Более 80...90 % объема за 30 мин	Очень быстрое
Более 50 % объема за 1 ч	Быстрое
Более 50 % объема за 6 ч	Медленное
Менее 25 % объема за 24 ч	Очень медленное
Менее 10 % объема за 48 ч	Практически неразмокающий грунт

Процент распада грунта в любой момент времени рассчитывается по формуле:

$$P = \frac{H - H_p}{H} \cdot 100 \%,$$

где P – распад грунта, %; H – начальная числовая отметка; H_p – числовая отметка в процессе размокания.

Опыт считается законченным, если образец размокнет и провалится через сетку на дно сосуда или долгое время будет сохранять свое состояние без изменений. Если образец не размокнет через 48 ч, проводится его описание и испытание прекращают. Некоторые слабые породы не распадаются сразу после извлечения из воды, а только после высушивания.

Величина показателя размокаемости в грунтах зависит от их химико-минерального состава (минералогии частиц, наличия водорастворимых солей, состава обменных катионов), структурно-текстурных особенностей (характера структурных связей, дисперсности, текстуры и др.), влажности-плотности, состава и концентрации взаимодействующего с грунтом водного раствора.

Состав грунтов определяет их структурные особенности, характер структурных связей и, следовательно, влияет на размокание. При этом большое влияние на характер и скорость размокания оказывают содержащиеся в грунтах естественные цементы, например водорастворимые соли, карбонаты, гипс, гумус и др. Растворение солей на контактах частиц приводит к распаду агрегатов и размоканию грунтов.

Размокаемость также зависит от состава и характера сложения грунтов. Большинство скальных грунтов является практически неразмокаемыми и только размягчаются при насыщении водой. На скорость и характер размокания дисперсных грунтов большое влияние оказывает гранулометрический состав, в значительной степени определяющий характер их пористости и, следовательно, их водопроницаемость. Макропористые, легко водопроницаемые и обладающие обычно слабым структурным сцеплением грунты имеют большую скорость размокания. Наоборот, тонко пористые, мало водопроницаемые и плотные грунты с повышенной величиной структурного сцепления отличаются большой водопрочностью и медленным размоканием. Наличие в грунтах макро- и микротрещин способствует их размоканию. Грунты с нарушенным сложением характеризуются гораздо большей скоростью размокания по сравнению с породами ненарушенной структуры, поскольку первые отличаются от вторых меньшей связностью.

Сухие грунты или грунты с незначительной влажностью, как правило, размокают значительно быстрее, чем недонасыщенные разности. Согласно В.А. Приклонскому, для каждого типа глин характерна некоторая «критическая» влажность, по которой можно судить о его водопрочности. Если влажность глины ниже критической, то грунт размокает; грунт с более высокой влажностью (выше критической) практически не размокает. Величина критической влажности грунтов возрастает пропорционально росту их емкости обмена (у монтмориллонитовой глины она около 50 %, у каолиновой – около 25 %). Это объясняется тем, что, с одной стороны, связанная вода, заполняющая тонкие поры при ма-

лой влажности, препятствует быстрому проникновению новых порций воды. С другой стороны, капиллярная вода при малой влажности глин также способствует их капиллярной связности, которая постепенно исчезает при полном водонасыщении.

Определенное влияние на размокание оказывает и защемленный воздух в порах грунта. При быстрой гидратации грунта значительная часть воздуха оказывается защемленной в порах впитываемой водой. Если давление сжатого воздуха в порах превышает прочность контактов на разрыв, то сжатый воздух разрушает грунт и пузырьки выходят наружу. Именно такой процесс характерен для размокания лёссов и лёссовидных грунтов. Таким образом, при постепенной гидратации и водонасыщенности грунты проявляют большую водопрочность, чем при быстром развитии этих процессов, поскольку в последнем случае образуется больше защемленного воздуха в порах [50].

5.2.2. Размягчаемость грунтов

Размягчаемостью грунтов называется способность *скальных грунтов* снижать прочность при взаимодействии с водой без видимых признаков их разрушения. Механизм размягчения, как и размокания грунтов, заключается в ослаблении структурных связей между частицами, зернами, кристаллами в результате проникновения в промежутки между ними молекул воды и снижения при этом поверхностной энергии. Поскольку скальные грунты имеют высокую начальную прочность, то при гидратации они не теряют полностью несущую способность и не размокают в воде.

Для характеристики размягчаемости используется **коэффициент размягчаемости в воде** K_{sof} (д. ед.) – отношение пределов прочности грунта на одноосное сжатие в водонасыщенном (R_{cw}) и в воздушно-сухом состоянии (R_c). Чем выше значение коэффициента размягчаемости (k_{sof}), который изменяется в пределах от 0 до 1, тем менее размягчаемым является данный грунт. По степени размягчаемости в воде скальные грунты подразделяют согласно табл. 2.2 [34].

Рассматриваемые грунты классифицируются также по свойствам скелетных фракций:

- *грунты с водостойкой скелетной частью* (коэффициент размягчаемости выше 0,75), которая может быть представлена обломками изверженных и метаморфических пород, не изменяющих свои прочностные свойства при увлажнении, – гранит, базальт, диорит и др. Большая часть неветрелых изверженных и многие разности метаморфических грунтов очень слабо размягчаются в воде: их коэффициент размягчаемости (k_{sof}) находится в пределах 0,95–1,0;

- *грунты с неводостойкой скелетной частью* (коэффициент размягчаемости ниже 0,75), включающей обломки легковетривающихся, размягчающихся при увлажнении горных пород. Особенно сильно размягчаются грунты, содержащие значительное количество глинистых минералов (мергели, мергелистые известняки, глинистые песчаники, глинистые сланцы и др.), а также карбонатные (известняки, мел и др.) и кремнистые грунты (опоки, диатомиты). Легко размягчаются грунты с легкорастворимыми цементами (пески с гипсовым цементом и др.) и водорастворимыми солями. Например, коэффициент размягчаемости глинистых песчаников не превышает 0,45, а у некоторых известняков он колеблется от 0,15 до 0,5.

Размягчаемость грунтов зависит от их минерального состава, прочности структурных связей между элементами, трещиноватости, пористости и др. Чтобы разрушить образец твердого грунта и получить новую поверхность (по плоскости разрушения), необходимо преодолеть когезионные силы, обеспечивающие его целостность. При сжатии грунт сначала претерпевает объемное деформирование (упругое и пластическое), а затем при усилии, соответствующем его пределу прочности, разрушается.

5.2.3. Размываемость грунтов

Размываемостью грунтов называется их способность разрушаться под влиянием движущейся воды, воздействующей на грунтовую толщу. Это свойство грунтов, наряду с динамикой водного воздействия, определяет размыв грунтового массива. Легкая размываемость служит причиной образования и развития густой овражной сети (эрозия) и явлений, вызываемых механической суффозией. В зависимости от характера и направления водного воздействия различают (рис. 5.8):

- лобовую (волновую) размываемость грунта, обусловленную фронтальным действием воды на грунт;
- поверхностную размываемость грунта, обусловленную действием текущих вод вдоль поверхности грунта (по касательной);
- суффозионную размываемость грунта, обусловленную выносом частиц грунта из массива движущимся водным потоком.

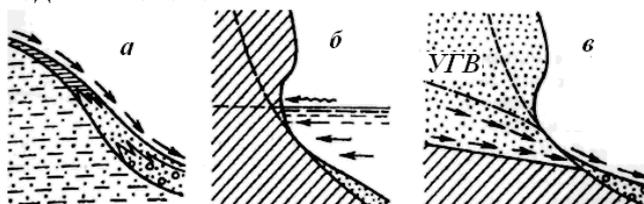


Рис. 5.8. Размываемость грунтов: а – поверхностная; б – волновая; в – суффозионная [50]

Волновой (лобовой) размыв грунтов происходит при фронтальном действии воды на грунтовой массив. Он широко распространен в зоне действия прилива по берегам морей, озер, водохранилищ. В этом случае грунт подвергается периодическому ударному действию энергии волн, возможному периодическому сжатию воздуха в порах, трещинных пустотах и влиянию вакуумных явлений. Волновой размыв представляет собой разрушение структурных связей грунта за счет удара волны и сопровождается теми же сопутствующими процессами, что и плоскостной размыв, т. е. отрывом частиц, преодолением их сцепления и их дальнейшим уносом от места отрыва.

Интенсивность волнового размыва грунтов зависит от тех же внутренних факторов, что и поверхностный размыв, однако среди внешних факторов на первое место выступает энергия волны (E_w), угол подхода волны (α_w) к размываемой поверхности (плоскости) грунта [35].

Поверхностный размыв грунтов происходит при действии текущих вод на склонах (плоскостная эрозия), а также вдоль постоянных водотоков (боковая и донная эрозия). Для характеристики поверхностной размываемости грунтов используют следующие показатели [50]:

1) **размывающую (или критическую) скорость водного потока** (v_{cr}), представляющую собой среднюю скорость потока, при которой начинается отрыв отдельных частиц и волочение их по потоку;

2) **интенсивность размыва** (I_p) – отношение средней толщины размываемого слоя грунта (Δh) при данной скорости размыва к длительности размыва (Δt), т. е.

$$I_p = \Delta h / \Delta t;$$

3) **интенсивность смыва** (I_c), характеризующую потерю массы смываемых частиц грунта (Δm) в единицу времени с единицы площади смыва и определяемому отношением:

$$I_c = \Delta m / \Delta t \cdot S,$$

где Δt – время размыва; S – площадь, на которой происходит смыв частиц.

Предварительно допускаемые неразмываемые средние скорости потока для однородных несвязных грунтов при содержании в них глинистых частиц менее $0,1 \text{ кг/м}^3$, имеющих $\rho_s = 2,65 \text{ г/см}^3$, можно принимать по табл. 5.6.

Поверхностная размываемость грунтов зависит от большого числа взаимодействующих и взаимосвязанных факторов, главнейшими из которых являются состав и характер структурных связей в грунте. Размываемость нерастворимых грунтов с жесткими кристаллизационными связями обусловлена, главным образом, их тектонической нарушенностью и действием процессов выветривания. Размываемость растворимых в воде грунтов определяется прочностью структурных связей ионного типа, которые под воздействием воды растворяются, способствуя выносу слаборстворимой ее части. Плотные глины и суглинки, не размокающие в воде, при длительном воздействии текучей воды в связи с их слабой литификацией размываются. Размокаемые связные грунты размываются наиболее быстро, причем их размываемость во многом обуславливается сопротивлением размоканию. Размываемость связных грунтов зависит от дисперсности, химико-минеральных особенностей, пористости, пластичности, размокаемости, влажности, твердости, сцепления и ряда других характеристик. В общем случае, чем выше прочность структурных связей и их водостойкость, тем выше критическая размывающая скорость, а следовательно, меньше размываемость грунта. Размываемость несвязных грубообломочных и песчаных грунтов обусловлена в основном гидравлической крупностью частиц (табл. 5.6).

Между размываемостью глинистых пород и их размокаемостью существует четкая связь: в большинстве случаев быстроразмокаемые грунты обладают и высокой размываемостью. Сопротивление их размыву несколько возрастает с увеличением содержания частиц диаметром менее 0,05 и 0,001 мм. Размываемость грунтов в большой степени зависит от их структурно-текстурных особенностей. В частности, сопротивление глинистых грунтов размыву возрастает при уменьшении пористости. В слоистых толщах размываемость по направлению обычно в 1,2–1,5 раза ниже, чем в направлении, перпендикулярном к нему. Сопротивление размыву грунтов с нарушенной структурой значительно ниже по сравнению с грунтами ненарушенного сложения.

Таблица 5.6

Допускаемые неразмывающие скорости потока однородных несвязных грунтов [106]

Средний размер частиц грунта, мм	Допускаемые неразмывающие средние скорости потока, м/с, при глубине потока, м			
	0,5	1	3	5
0,05	0,52	0,55	0,60	0,62
0,25	0,37	0,39	0,41	0,45
0,50	0,41	0,44	0,50	0,52
1,00	0,51	0,55	0,62	0,65
2,50	0,69	0,75	0,86	0,90
5,00	0,87	0,96	1,10	1,17
25,00	1,46	1,65	1,93	2,12
75,00	2,01	2,35	2,89	3,14
100,00	2,15	2,54	3,14	3,46
150,00	2,35	2,84	3,62	3,96
200,00	2,47	3,03	3,92	4,31
300,00	2,90	3,32	4,40	4,94

Суффозией грунта называют процесс перемещения мелких частиц грунта по порам, образованным более крупными частицами, под воздействием фильтрационного потока. Механизм суффозионного размыва, который иногда называют также фильтрационной водопроцнностью грунтов, состоит в гидромеханическом воздействии на частицы, ослаблении структурных связей и выносе отдельных частиц грунта вместе с фильтрационным потоком.

Термин *механическая суффозия* вводится для того, чтобы отличить этот процесс от *химической суффозии*, когда фильтрационные воды растворяют химические соединения грунта и тем самым выносят растворимые включения. *Механическая суффозия* проявляется в виде отрыва и перемещения отдельных частиц, агрегатов и целых объемов грунта

внутри пор или трещин как самого подвергающегося суффозии грунта, так и прилегающего к нему другого грунта, материала обратного фильтра, засыпки и т. д. *Химическая суффозия* – это выщелачивание фильтрационным потоком минеральной основы грунта, в которой содержатся растворимые вещества (гипс, кальцит, галит). Обратный процесс называется *кольматацией грунта* – когда отдельные более мелкие частицы грунта, движущиеся в порах, останавливаются и отлагаются в какой-либо области грунтового массива, закупоривая поры. Возможна также *химическая кольматация* грунта, когда в результате химического взаимодействия воды и грунта соли также закупоривают поры грунта.

Согласно [95] всякое нарушение суффозионной устойчивости грунта следует рассматривать как нарушение местной фильтрационной прочности основания сооружения, критерием обеспечения которой является условие

$$i_{est} \leq \frac{i_{cr}}{\gamma_n}, \quad (5.8)$$

где i_{est} – местный градиент напора в рассматриваемой области основания, определяемый известными методами (например, путем моделирования фильтрации в этой области); i_{cr} – местный критический градиент напора, определяемый по расчетным зависимостям или путем испытаний грунта на суффозионную устойчивость; γ_n – коэффициент надежности по степени ответственности сооружения, принимаемый равным 1,25; 1,20; 1,15 и 1,10 соответственно для сооружений I, II, III, IV классов.

Критериями обеспечения местной фильтрационной прочности скального грунта являются условие (5.8) и условие

$$v_{est,j} = \frac{v_{est,m}}{n_j} \leq \frac{v_{cr,j}}{\gamma_n}, \quad (5.9)$$

где $v_{est,j}$ и $v_{est,m}$ – скорость фильтрации в скальном массиве и средняя скорость течения воды в трещинах этого массива; n_j – трещинная пустотность скального массива; $v_{cr,j}$ – критическая в отношении суффозии скорость течения воды в трещинах [95].

Предварительно дать прогноз возможности развития суффозионного процесса можно по показателям физических свойств и состава грунта. Как правило, устойчивость грунта к внутренней объемной суффозии определяется степенью заполнения мелкоземом пор его скелета. Согласно исследованиям В.С. Истоминой, явления суффозионного разрушения наблюдаются в песках с коэффициентом неоднородности c_u более 15...20, при значениях c_u до 10...15 суффозионное разрушение наблюдается при градиентах более 0,8...1,0, вместе с тем вынос мелких частиц наблюдается при меньших градиентах. В табл. 5.7 приведено минимальное (по данным ВНИИ ВОДГЕО) содержание мелкозернистой фракции ($d < 1$ мм), при которой обеспечивается сплошность заполнения пор скелета, имеющего рыхлую структуру ($n = 0,45$). Эти данные следует рассматривать как ориентировочные при предварительной оценке суффозионных свойств грунта.

Таблица 5.7

Характеристики устойчивого к суффозии грунта

Мелкоземный наполнитель	Индекс пластичности I_p	Расчетная плотность, ρ , г/см ³	Влажность мелкозема, w_m	Минимальное содержание мелкозема, д. ед.
Супесь	0,04	1,60	0,15	0,32
Суглинок	0,09	1,59	0,165	0,30
Глина	0,25	1,26	0,31	0,24

Оптимальная влажность, при которой обеспечивается достаточно хорошая уплотняемость грунта, определяется по формуле

$$w_{opt} = w_p + w_c,$$

где $w_c = 0,02-0,03$ – влажность, обеспечивающая смачивание частиц скелета.

5.3. Набухание грунтов

Набуханием грунтов называется их способность увеличивать свой объем и развивать давление набухания в процессе гидратации или взаимодействия с химическими растворами. Свойство набухания-усадки в основном характерно для грунтов с коагуляционными и переходными типами контактов. К набухающим грунтам [34] следует относить глинистые грунты, которые при замачивании водой или другой жидкостью увеличиваются в объеме и имеют относительную деформацию набухания без нагрузки $\varepsilon_{sw} > 0,04$. Набухаемость наиболее ярко проявляется у представителей *группы смектитов* и в гидрослюдах, а также у некоторых видов шлаков (например, шлаков электроплавильных производств) и у обычных пылевато-глинистых грунтов (ненабухающих при водонасыщении), если они замачиваются химическими стоками или технологическими растворами различных производств (особенно растворами солей, кислот, щелочей). У всех набухающих грунтов после замачивания наблюдаются уменьшение плотности, переход из твердой и полутвердой консистенции в пластичную, снижение в несколько раз прочностных характеристик. При нарушении природного сложения набухающего грунта (например, при использовании его в качестве грунта обратной засыпки) величина свободного набухания может увеличиваться до 1,5–2 раз [111].

Набухание свободное характеризуется следующими основными показателями:

- относительной деформацией (или степенью) набухания ε_{sw} ;
- влажностью свободного набухания (w_{sw});
- давлением набухания (p_{sw}) [111].

Кинетика набухания характеризуется скоростью набухания (v_{sw}) и периодом набухания (t_{sw}) [50].

Относительная деформация набухания, или степень набухания (ε_{sw}), равна отношению абсолютной деформации образца, свободно набухшего в условиях невозможности бокового расширения (Δh), к первоначальной высоте образца с исходной (природной) влажностью w ; измеряется в %, или д. ед.:

$$\varepsilon_{sw} = \Delta h / h_0 \quad (5.10)$$

Различают *относительную деформацию набухания при нагрузках ε_{swp} и при свободном набухании ε_{sw} грунта*, полученном в приборе ПГН, когда пренебрегают давлением от массы штампа и измерительного оборудования, не превышающем 0,006 МПа (0,06 кгс/см²).

Согласно классификации грунтов [34], глинистые грунты подразделяются по величине относительной деформации свободного набухания на четыре разновидности (табл. 2.3) – от ненабухающих ($\varepsilon_{sw} < 0,04$) до сильнонабухающих ($\varepsilon_{sw} > 0,12$).

Влажность свободного набухания (w_{sw}) – это конечная влажность образца, полностью набухшего без возможности бокового расширения и какого-либо внешнего ограничения (без давления на образец); измеряется в %. При набухании грунта под внешним давлением определяется конечная влажность набухшего образца, соответствующая определенному давлению.

Давление набухания (p_{sw}) – это давление, которое грунт оказывает на внешнее ограничение в процессе своего набухания. Численно оно равно противодействию, при котором $\varepsilon_{sw} = 0$; измеряется в МПа.

Скорость набухания (v_{sw}) определяется как отношение $\Delta\varepsilon_{sw} / \Delta t$ и является переменной величиной в процессе набухания. При оценке $\Delta\varepsilon_{sw}$ в долях единицы скорость набухания измеряется в с⁻¹ или мин⁻¹.

Периодом набухания (t_{sw}) называется время, в течение которого завершается процесс набухания образца грунта и скорость становится равной нулю; измеряется в единицах времени [50].

Все эти показатели могут быть получены при лабораторных испытаниях набухающих грунтов на приборах А.М. Васильева, компрессионных приборах (см. п. 8.3.2.2) или в стабилометрах.

Определение характеристик свободного набухания [32]. Характеристики набухания определяют по результатам испытаний образцов грунта в приборах свободного набухания (ПНГ) при насыщении грунта водой или химическим раствором. Для испытаний используют образцы грунта ненарушенного сложения с природной влажностью или образцы нарушенного сложения с заданными значениями плотности и влажности. Образцы грунта природного сложения для определения характеристик свободного набухания, набухания под нагрузкой и усадки следует вырезать из одного монолита грунта. Свободное набухание определяют испытанием одиночного образца грунта.

Образец грунта для определения свободного набухания должен иметь форму цилиндра диаметром не менее 50 мм и начальное отношение диаметра к высоте 2,5–3,0. Не допускается использовать для испытаний глинистые грунты, содержащие крупнообломочные включения размерами зерен более 5 мм.

Образцы грунта при испытании на набухание следует заливать грунтовой водой, взятой с места отбора грунта, водной вытяжкой или водой питьевого качества. В случаях, определяемых программой исследований, допускается применение дистиллированной воды и искусственно приготовленных растворов заданного химического состава. Испытание для определения характеристик набухания производят до прекращения поглощения образцом грунта воды (или раствора).

В состав прибора для определения свободного набухания грунтов (ПНГ, рис. 5.9) должны входить: основание прибора, рабочее кольцо, вкладыш-шаблон (для выдавливания части образца из рабочего кольца), обеспечивающий высоту образца в кольце не менее 10 мм, перфорированный верхний штамп, перфорированный поддон, ванночка для жидкости, устройство для измерения вертикальных деформаций образца грунта. Конструкция ПНГ должна обеспечивать: неподвижность рабочего кольца при испытании; подачу воды к образцу снизу и отвод ее; величину вертикального давления от штампа, измерительного оборудования, расположенного на нем, и других неуравновешенных деталей не более 0,0006 МПа.

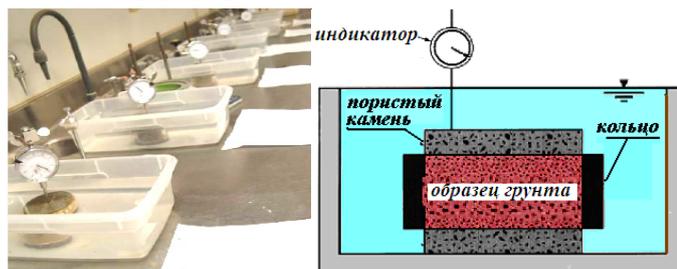


Рис. 5.9. Приборы для определения набухания грунтов (ПНГ) и схема прибора

Для тарировки ПНГ в рабочее кольцо следует заложить два бумажных фильтра, установить устройство для измерения вертикальных деформаций образца, замочить фильтры и зарегистрировать деформацию Δ . Для данной партии фильтров тарировочную поправку принимают как среднее арифметическое значение деформаций трех пар фильтров.

При определении свободного набухания часть образца с помощью вкладыша-шаблона выдавливают из рабочего кольца и срезают ножом так, чтобы высота оставшегося образца была не менее 10 мм. Образец грунта в рабочем кольце покрывают с двух сторон фильтрами и помещают в ПНГ, устанавливают устройства для измерения вертикальных деформаций образцов, записывают начальные показания устройств.

Характеристики набухания глинистого грунта нарушенного сложения следует определять на образцах с заданными значениями плотности и влажности.

При определении свободного набухания в ПНГ подают жидкость снизу образца и регистрируют развитие деформаций во времени по показаниям индикаторов деформаций. После замачивания образцов регистрируют деформации через 5, 10, 30, 60 мин, далее через 2 ч в течение рабочего дня, а затем в начале и конце рабочего дня до достижения условной стабилизации деформаций. В случае отсутствия набухания замачивание производят в течение трех суток.

За начало набухания следует считать относительную деформацию ε , превышающую 0,001. За критерий условной стабилизации деформаций свободного набухания грунтов следует принимать деформацию не более 0,01 мм за 16 ч.

После завершения набухания образца грунта необходимо: слить жидкость из прибора, кольцо с влажным грунтом (без фильтров) взвесить, произвести контрольное измерение высоты образца грунта в кольце и определить влажность грунта.

По результатам испытаний грунта в ПНГ или в компрессионных приборах (см. п. 8.3.2.2) вычисляют:

- абсолютную деформацию грунта (Δh), мм, как разность среднеарифметических значений конечных (n_i) и начальных (n_0) показаний индикаторов деформаций за вычетом поправки на деформацию компрессионного прибора и фильтров при набухании Δ ;
- относительную деформацию образца ε_{sw} с точностью 0,001, где h – начальная высота образца.

Набухание глинистых грунтов является сложным процессом, теоретическая обоснованность которого даст возможность направленно регулировать это свойство и бороться с отрицательными его последствиями при строительстве сооружений. Согласно К. Норришу, различают две стадии набухания: внутрикристаллическое и макронабухание. На стадии внутрикристаллического набухания изменения объема грунта не происходит, при этом грунт лишь гидратируется до влажности, близкой к максимальной гигроскопической с образованием прочносвязанной воды. На стадии макронабухания происходит основное изменение объема и рост пористости системы за счет «осмотического давления», создаваемого избыточной активной концентрацией «отдиссоциированных» с поверхности частиц обменных ионов (катионов) или противоионов ДЭС в условиях низкой концентрации взаимодействующего с грунтом раствора электролита [50].

Набухание грунтов зависит от многих факторов – минерального, гранулометрического и химического состава грунта, природной влажности и плотности сложения, состава и концентрации взаимодействующего с грунтом раствора, величины внешнего давления на грунт. Набухание обусловлено капиллярными, осмотическими и адсорбционными процессами поглощения влаги грунтом, среди которых основную роль играют осмотические процессы. Благодаря им при гидратации постепенно увеличивается влажность грунта, возрастает толщина водных пленок вокруг частиц и одновременно растет толщина ДЭС, что приводит к проявлению сил расклинивающего давления между частицами (главным образом за счет ионно-электростатической составляющей), вызывающих разрушение структурных связей между ними, их разъединение и увеличение объема системы в целом. В набухших грунтах преобладают коагуляционные контакты.

Минеральный состав является одним из важнейших внутренних факторов набухания. Влияние состава глинистых грунтов на процесс набухания связано главным образом с величиной их удельной поверхности, а также количеством и видом обменных ионов, т. е. с величинами их поверхностной и ионной активности. Чем выше удельная поверхность глин и глинистых минералов, больше их емкость обмена и «степень диссоциации» обменных ионов, тем выше набухаемость таких грунтов. Следовательно, по способности глинистых минералов к набуханию их можно расположить в ряд: *монтмориллонитовые* > *гидрослюдистые* > *каолинитовые*. При близких величинах удельной поверхности и емкости обмена набухаемость глинистых грунтов определяется валентностью обменных катионов и величиной их радиуса. Для второй стадии набухания характерен ряд ионов по влиянию на набухаемость глин: $\text{Li}^+ > \text{Na}^+ > \text{NH}_4^+ > \text{K}^+ > \text{Mg}^{2+} > \text{Ca}^{2+} > \text{Al}^{3+} > \text{Fe}^{3+}$.

Таким образом, чем ниже валентность катиона и меньше его радиус при одной и той же валентности, тем менее значительно его взаимодействие с поверхностью минерала, больше «диссоциация» и выше «осмотическое» набухание грунта в целом. Роль обменных катионов возрастает при набухании минералов с раздвижной кристаллической решеткой (типа монтмориллонита), обладающих внутрикристаллическим набуханием и большой емкостью обмена [50].

Структурно-текстурные особенности глин также сильно влияют на набухаемость, прежде всего через дисперсность и характер структурных связей. Наибольшая набухаемость характерна для высокодисперсных глин, тогда как супесям и легким суглинкам набухаемость вообще не присуща. Набухаемость растет с увеличением содержания в грунте частиц глинистой и коллоидной фракции. В табл. 5.8 приводится классификация грунтов по набуханию в зависимости от показателей консистенции и содержания коллоидных частиц.

Таблица 5.8

Классификация грунтов по набуханию в зависимости от показателей консистенции [127]

Степень набухания	Возможное объемное набухание, %	Содержание коллоидных частиц (< 1 микрометра), %	Число пластичности PI , д. ед.	Влажность на пределе усадки w_{sh} , д. ед.
Очень высокая	>30	>28	>35	<11
Высокая	20...30	20...31	25...41	7...12
Средняя	10...20	13...23	15...28	10...16
Низкая	<15	<15	<18	>15

Прочные структурные связи между частицами препятствуют набуханию глинистых грунтов. Поэтому среди глин природного сложения наиболее сильно набухают грунты с коагуляционными и переходными контактами, а менее сильно – с фазовыми. Литифицированные глины с фазовыми контактами – аргиллиты, глинистые мергели и другие – вообще теряют способность набухать в естественном сложении. Интересно отметить, что в среднем глинистые грунты набухают до влажности (w_{sw}), меньшей, чем влажность их предела текучести (w_L).

Установлено, что начальная скорость набухания (в первые два часа) выше у менее дисперсных глин (гидрослюдистых, каолинитовых), но затем она падает и становится меньше скорости набухания более дисперсных глин (монтмориллонитовых). В соответствии с этим период набухания более дисперсных глин выше, чем менее дисперсных. Кинетика набухания зависит и от начальной влажности глинистых грунтов. В начальный период (до 1...5 часов) быстрее набухают более влажные глины, но затем скорость их набухания падает и становится меньше скорости набухания менее влажных глин. Таким образом, увеличение влажности влияет на кинетику набухания так же, как и снижение дисперсности.

Глинистые грунты, находящиеся в рыхлом нарушенном сложении и имеющие высокую начальную пористость (70...85 %) и низкую влажность (воздушно-сухой порошок), при взаимодействии с водой не набухают, а уплотняются за счет гидратации и проявления сил капиллярной связности, «стягивающих» частицы и агрегаты друг с другом. Глина при исходной пористости около 60 % практически не набухает и не меняет свою пористость в процессе гидратации. В плотном сложении (при $n = 50$ %) эта же глина проявляет существенное набухание, особенно в диапазоне влажности от w_p до w_L . Такое поведение при гидратации характерно для глин каолинитового и частично иллитового состава с невысокой дисперсностью и гидрофильностью. Для высокодисперсных монтмориллонитовых глин отмечается набухание при любой их исходной плотности (пористости) [50].

При изысканиях при анализе геологической обстановки необходимо учитывать следующие особенности набухающих и усадочных грунтов:

а) к набуханию при увлажнении и усадке при подсыхании склонны все глины и суглинки, но эта способность проявляется только при определенных условиях. Более подвержены усадке и набуханию высокодисперсные глины средней и высокой степени литификации, обладающие обратимыми коагуляционными и стабилизационными структурными связями. Как правило, содержание в них частиц мельче 0,005 мм превышает 40...60 %, плотность – более 1,5...1,7 г/см³, влажность – менее 0,20...0,30, число пластичности составляет 0,28, границы раскатывания и текучести соответственно превышают 0,27 и 0,55. В составе этих глин присутствуют минералы групп гидрослюд, монтмориллонита и бейделлита;

б) набухают грунты средней плотности и плотные с влажностью, меньшей влажности полной влагоемкости;

в) полнее набухание проявляется при нарушении природного сложения глинистых грунтов, например при разработке земляных карьеров и укладке в насыпи;

г) основная масса покровных отложений, венчающих геологические разрезы, имеет четвертичный возраст. Перекрытые ими дочетвертичные глинистые породы должны набухать сильнее в силу более высокой плотности, меньшей влажности, разгрузки при вскрытии грунтов в выемках и разрушения структурных связей при выветривании. Наиболее интенсивно процессы набухания-усадки протекают в зонах переменного температурно-влажностного режима, например в откосах насыпей;

д) глины, вмещающие, перекрывающие и подстилающие пласты водоносных песков, не размягчаются подземными водами, а как бы консервируются; подземные воды не влияют на склонность коренных глин к набуханию;

е) более склонны к усадке и набуханию морские и озерные глины палеогена, неогена и четвертичной системы, особенно мелководных фаций, и элювий-делювий этих пород; сильно набухают хвалыньские, бакинские, апшеронские, киммерийские, аральские, мэотические, сарматские, майкопские глины и их элювий-делювий [96].

5.4. Усадочность грунтов

Усадкой грунтов называется их способность уменьшать свой объем при испарении из них влаги. Свойство усадочности наиболее характерно для дисперсных грунтов с коагуляционными структурными связями – глин (набухающих), илов, торфов и др. Причинами уменьшения объема грунтов при их обезвоживании является уменьшение толщины водных пленок вокруг частиц, постепенное сближение частиц и преобразование при этом коагуляционных контактов в точечные (переходные).

При определении полной осадки основания его осадка от внешней нагрузки и возможная усадка от уменьшения влажности грунта должны суммироваться. Усадку основания в результате высыхания набухшего грунта s_{sh} , см, определяют по формуле

$$s_{sh} = \sum_{i=1}^n \varepsilon_{sh,i} h_i k_{sh},$$

где $\varepsilon_{sh,i}$ – относительная линейная усадка грунта i -го слоя; h_i – толщина i -го слоя грунта, см; k_{sh} – коэффициент, принимаемый равным 1,3; n – число слоев, на которое разбита зона усадки грунта [92].

Допускается принимать $\varepsilon_{sh,i}$, определяемую без нагрузки, при этом $k_{sh} = 1,2$.

Нижнюю границу зоны усадки H_{sh} , м, определяют экспериментальным путем, а при отсутствии опытных данных принимают равной 5 м.

Усадочность грунтов характеризуют следующими показателями:

- относительной линейной усадкой (ε_{sh});
- относительной объемной усадкой (b_{sh}),
- влажностью на пределе усадки (w_{sh}) или пределом усадки (SL);
- коэффициентом усадки (β_{sh}).

Относительной линейной усадкой (ε_{sh}) называется отношение абсолютной линейной деформации усадки образца (Δh) по высоте к его начальной высоте (h_0): $\varepsilon_{sh} = \Delta h / h_0$, или то же отношение по любому иному линейному размеру образца; измеряется в %, или в д. ед.

Относительной объемной усадкой (ε_{shV}) называется отношение абсолютной объемной деформации усадки образца (ΔV) к его начальному объему (V_0): $\varepsilon_{shV} = \Delta V / V_0$, измеряется в %, или в д. ед.

Влажностью на пределе усадки (w_{sh}) называется такая влажность грунта, ниже которой усадки грунта не происходит; измеряется в %, или в д. ед. (рис. 5.10).

Коэффициентом усадки (β_{sh}) называется параметр, определяемый по формуле

$$\beta_{sh} = b_{sh} / (\Delta w - b_{sh} w_0),$$

где Δw – диапазон изменения влажности образца в процессе усадки; w_0 – начальная влажность грунта.

Этот показатель характеризует изменение объема грунта при уменьшении его влажности на 1 %, поэтому его величина обратна значениям линейной и объемной усадки, т. е. минимальные значения β_{sh} будут у грунтов с максимальной линейной или объемной усадкой, и наоборот.

Определение усадки грунта [32]. Усадку грунта определяют в условиях свободной трехосной деформации образца при высыхании грунта. Испытания проводят для определения показателей, характеризующих изменение объема глинистых грунтов при высыхании. Определяют следующие характеристики усадки: усадка по высоте, диаметру и объему, влажность на пределе усадки. Результаты испытаний оформляются в виде графиков изменения объема образца от влажности при усадке.

Испытание для определения характеристик усадки грунта производят до полной потери им влажности. При усадке испарение воды (или раствора) из образца грунта не должно вызывать образование на нем усадочных трещин.

Для определения усадки грунтов необходимо иметь приспособления для измерения образцов грунта при усадке (рис. 5.11): рабочее кольцо компрессионного прибора; предметное стекло, покрытое тонким ровным слоем парафина; емкость с крышкой (стеклянный колпак или эксикатор) объемом не более 1 л для сушки образцов; штангенциркуль; микрометр.

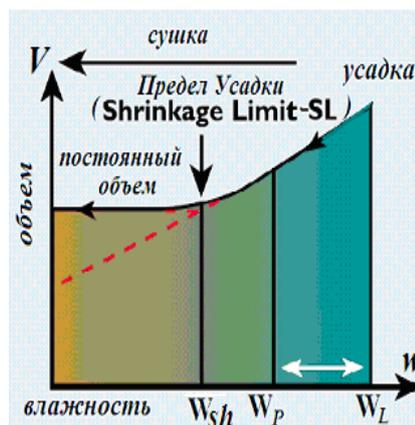
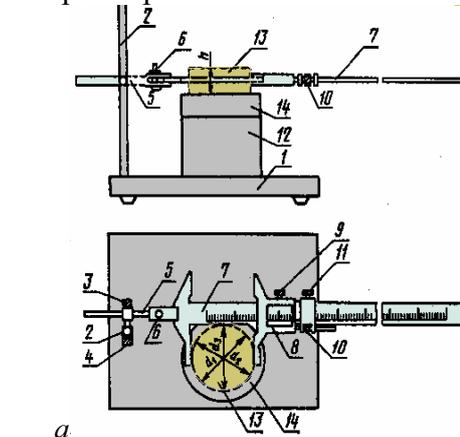


Рис. 5.10. Изменение объема образца грунта при усадке [136]



Условные обозначения:

- 1 – основание;
- 2 – стойка;
- 3 – стопор горизонтального перемещения держателя;
- 4 – стопор вертикального перемещения держателя;
- 5 – держатель штангенциркуля;
- 6 – крепежный винт;
- 7 – штангенциркуль с погрешностью измерения 0,05 мм;
- 8 – нониус;
- 9 – стопор нониуса;
- 10 – микрометрический винт;
- 11 – стопор микрометрического механизма;
- 12 – подкладка;
- 13 – образец грунта;
- 14 – предметный столик

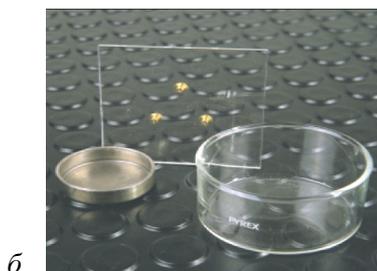


Рис. 5.11. Измерение образцов грунта при усадке:

а – приспособления для измерения образцов грунта при усадке [32]; б – оборудование для замера объема грунта при помощи ртути [136]; в – формы для определения линейной усадки грунтов

Более точные результаты замера объема грунта после усадки дает ртутный метод. В стеклянную ванночку с ртутью опускается высушенный грунт, который погружается в жидкость с помощью трех выступов на крышке (рис. 5.11, а). Благодаря высокой плотности ртути ($13,6 \text{ г/см}^3$) заполняются все поры и пустоты в грунте. По изменению объема жидкости рассчитывается объем грунта [124]. Необходимо отметить, что работа с ртутью очень вредна для здоровья.

Для определения линейной усадки применяются также специальные формы в виде двух половинок цилиндра диаметром 2,5 мм и длиной 140 мм (рис. 5.11, в).

При испытании грунта на усадку образец грунта извлекают из кольца и помещают на предметное стекло, покрытое тонким ровным слоем парафина. Затем измеряют высоту в центре образца, а его диаметр – по трем, заранее размеченным направлениям. Результаты измерений записывают в журнале испытаний.

При определении характеристик усадки грунта нарушенного сложения следует применять образец грунта с влажностью на 5...10 % больше влажности грунта на границе текучести. Грунт выдерживают в пустом эксикаторе в течение суток. Затем при помощи шпателя заполняют грунтом рабочее кольцо, внутренняя поверхность которого предварительно смазана тонким слоем технического вазелина. Образование пустот при подготовке образца не допускается.

Приготовленный образец на предметном стекле помещают под стеклянный колпак или в емкость с крышкой. За начальные размеры образца принимаются размеры кольца по высоте и внутреннему диаметру.

Испытание для определения усадки грунта проводят в три этапа.

На первом и втором этапе испытания измерение высоты, диаметра и массы образца грунта, помещенного в эксикаторе, производят не реже двух раз в сутки, результаты заносят в журнал испытаний. Критерием условного завершения испытания на первом этапе является отсутствие изменений в линейных размерах образцов в двух последовательных измерениях.

На втором этапе сушку образца грунта производят на воздухе. Критерием условного завершения испытания на втором этапе, после 5–6 измерений, является отсутствие изменений в массе образца грунта. Не допускается попадание прямых солнечных лучей на образцы грунта во время испытаний усадки.

На третьем этапе сушку образца грунта производят в термостате при температуре (105 ± 2) °С до постоянной массы (ГОСТ 5180). В конце испытания производят контрольное измерение линейных размеров образца грунта.

По результатам испытаний усадки вычисляют:

- **объем грунта** на каждый момент измерения:

$$V_i = \frac{\pi d_i^2 h_i}{4},$$

где d_i – диаметр образца в момент измерения, определенный как среднее арифметическое значение измерений в трех направлениях, см; h_i – высота образца в момент измерения, см;

- **влажность грунта** на каждый момент измерения:

$$w = \frac{g_1 - g}{g},$$

где g_1 – масса образца грунта на момент измерения, г; g – масса образца сухого грунта, г;

- **относительную усадку** по высоте (ε_{shh}), диаметру (ε_{shd}) и объему (ε_{shV}):

$$\varepsilon_{shh} = \frac{h - h_k}{h}; \quad \varepsilon_{shd} = \frac{d - d_k}{d}; \quad \varepsilon_{shV} = \frac{V - V_k}{V},$$

где h , d , V и h_k , d_k , V_k – соответственно начальные и конечные значения высоты, диаметра, см, и объема образца грунта, см³.

По вычисленным значениям объема и влажности на каждый момент времени строят график зависимости изменения объема образца от влажности $V = f(w)$. За влажность на пределе усадки (w_{sh}) принимают влажность, соответствующую точке перегиба графика $V = f(w)$ (рис. 5.12). Допускается нахождение точки перегиба путем восстановления перпендикуляра к графику из точки пересечения касательных к двум ветвям кривой (рис. 5.12), соответствующим первому и второму этапам сушки образца.

Формирование усадки грунта по мере его обезвоживания во времени является стадийным процессом. Выделяется пять стадий усадки, отличающихся друг от друга как интенсивностью усадки, так и степенью и характером обезвоживания грунтов. В начале дегидратации грунтов при их полном водонасыщении происходит потеря свободной воды при осушении крупных пор. Объемная усадка на этой стадии, называемой структурной, невелика и наблюдается у большинства грунтов (рис. 5.12, б, участок I).

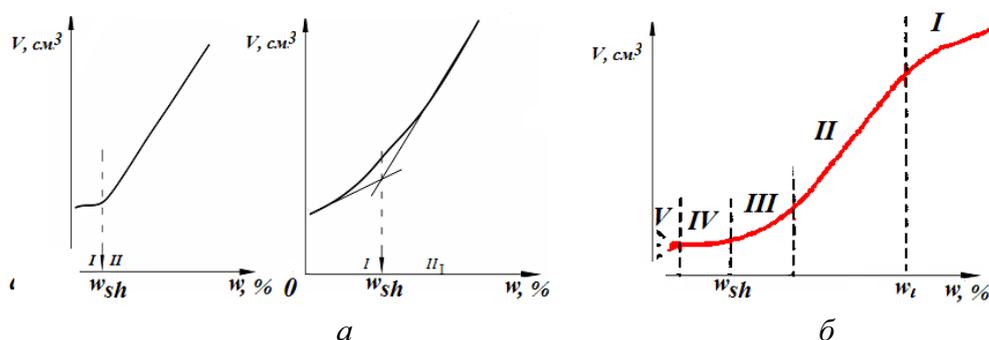


Рис. 5.12. Изменение объема образца грунта при усадке:

а) графики для определения предела усадки: I – первый этап сушки; II – второй этап сушки;

w_{sh} – влажность глинистого грунта на пределе усадки;

б) стадии усадки грунтов: I – структурной усадки; II – нормальной (линейной усадки);

III – нелинейной усадки; IV – безусадочная; V – остаточная [50]

При последующем обезвоживании грунта – стадия нормальной или линейной усадки – происходит пропорциональное и значительное изменение влажности и объема грунта в результате испарения оставшейся свободной воды, а также большей части воды переходного типа («осмотической»). Поскольку суммарное количество этих категорий воды в грунтах составляет наибольшую ее часть, то и объемные деформации на этой стадии достигают максимальных значений.

В момент возникновения непосредственного контакта между частицами грунта, что соответствует нелинейной стадии (рис. 5.12, б, участок III), приращение его объема начинает заметно отличаться от изменения водосодержания, которое определяется потерей оставшейся части «осмотической» воды вместе с водой относительно крупных (диаметром 0,1...1,0 мм) капилляров. На этой стадии деформации грунта уже не так велики, а процесс дегидратации переходит в безусадочную стадию (рис. 5.12, б, участок IV), когда на фоне продолжающейся потери капиллярной воды тонких микрокапилляров (диаметр меньше 0,1 мм) и воды молекулярной адсорбции не происходит дальнейшего уменьшения объема грунта из-за непосредственного взаимодействия друг с другом всех твердых частиц.

Последующая дегидратация иногда приводит к появлению стадии «сухого» набухания (рис. 5.12, б, участок V), характеризующейся частичным увеличением объема грунтов из-за снятия капиллярного «поджатия», иногда эта стадия может отсутствовать. Это стадия остаточной усадки, особенности которой во многом зависят от развития трещин и остаточных усадочных напряжений.

Усадка грунтов зависит от исходного соотношения твердой, жидкой и газовой компонент грунта. В процессе усадки соотношение этих компонент закономерно меняется. Так, усадка на первой и второй стадиях проходит при отсутствии газа в порах грунта, т. е. при его

полном водонасыщении ($S_r = 1$), и осуществляется за счет изменения соотношения объема твердой и жидкой компонент (рис. 5.12). Третья стадия развивается при увеличении содержания в порах газа и закономерном уменьшении S_r вплоть до момента достижения влажности предела усадки. Четвертая стадия проходит при неизменной пористости грунта, за счет изменения соотношения газовой и жидкой компонент на стадии остаточной усадки [50].

Необходимо подчеркнуть, что многообразие природных факторов, влияющих на кинетику усадки глинистых грунтов, столь велико, что иногда одни из описанных стадий проявляются особенно отчетливо, а другие могут отсутствовать, но общая закономерность всегда сохраняется. Среди факторов, влияющих на усадку грунтов, выделяют внутренние и внешние. К внутренним факторам относятся: химико-минеральный состав грунта, структурно-текстурные особенности, начальная плотность-влажность, состав и концентрация электролита порового раствора, обменные катионы, к внешним – изменение давлений и температур [50].

Влияние глинистых минералов на усадку проявляется через их гидрофильность, которая, в свою очередь, определяется кристаллохимическими особенностями: степенью совершенства кристаллических решеток, формой первичных частиц и микроагрегатов, наличием или отсутствием изоморфных замещений, степенью дисперсности и др. Заметная усадка наблюдается лишь у фракций, соответствующих глинистым частицам. Увеличение усадки при возрастании степени дисперсности грунта объясняется как ростом общей поверхности глинистых частиц, так и менее совершенной структурой мелких фракций кристаллов. В данном случае весьма велико влияние коллоидов. Грунты, обладающие малопрочными и обратимыми коагуляционными связями, проявляют и большую склонность к усадке, в то время как грунты с кристаллизационными связями – наименьшую, а грунты с коагуляционно-кристаллизационными связями занимают в этом ряду промежуточное положение. Как правило, большую усадку имеют грунты с минералами, кристаллы которых обладают удлинённым или волокнистым габитусом, склонные к образованию более плотной упаковки при дегидратации грунта. Так, галлуазит, представленный кристаллами трубчатой формы, обуславливает необратимую и большую усадку, чем каолинит с кристаллами пластинчатой формы.

В процессе усадки в грунте возникают различные напряжения, действующие на контактах частиц. Обычно неравномерные напряжения в грунте возникают там, где проявляются наибольшие градиенты влаги, т. е. вблизи свободной поверхности грунта. Вследствие неравномерности их действия в грунте возникают трещины, называемые трещинами усадки. Они формируются в основном с поверхности, а затем продвигаются вглубь образца. При увеличении числа циклов увлажнения-высушивания ширина раскрытия трещин увеличивается. Типичным примером трещин усадки являются такыры – глинистые днища пересыхающих озер в пустынных или полупустынных регионах. Во влажное время такыры покрыты тонким слоем воды, которая, пересыхая, обнажает слой глинистого ила. При высыхании илы дают сильную усадку, образуя корку, разбитую сетью полигональных трещин различной формы и размеров – от нескольких метров до десятков километров в зависимости от состава отложений, засоленности и т. д.

Усадка зависит от общего содержания солей в грунте. Легко- и среднерастворимые соли (NaCl , Na_2SO_4 , MgO_4 , Na_2CO_3 , CaSO_4) уменьшают усадку, замедляют ее процесс и снижают трещиноватость. Значительной усадкой могут обладать как засоленные (например, морские илы), так и не засоленные (пресноводные илы). Образующиеся за счет солей, выпадающих из порового раствора, фазовые контакты могут препятствовать усадке грунта и влиять на развитие усадочных напряжений. Усадка высокодисперсных глинистых грунтов зависит от состава обменных катионов, поскольку они влияют на дисперсность и агрегированность грунта. При прочих одинаковых условиях глинистые грунты с одновалентными катионами потенциально дают большую усадку, чем при наличии многовалентных катионов в обменном комплексе.

Воздействие внешнего давления на грунт при его усадке является фактором, увеличивающим параметры усадки. Передаваемое на частицы внешнее давление способствует более тесному сближению частиц при усадке грунта и в итоге приводит к ее росту. Исследования показывают, что с увеличением нагрузки влажность предела усадки грунта достигается при большей величине его степени влажности.

Циклический характер увлажнения-обезвоживания, часто встречаемый и природе, приводит к резкому увеличению усадки грунтов. Причем наибольшего относительного значения она достигает при первых двух циклах, а при последующих постепенно падает. При циклическом набухании-усадке грунтов происходит сложное изменение соотношения твердой, жидкой и газовой компонент грунта. Если исходный грунт находится в рыхлом сложении, то многократное набухание-усадка приводит к его уплотнению.

Усадка существенно влияет на изменение состояния грунтов, что необходимо иметь в виду при инженерно-геологических исследованиях. Усадочность учитывают при проектировании различных водохозяйственных и гидротехнических систем и инженерных сооружений, располагающихся на грунтах с периодическим режимом увлажнения-высушивания, при проектировании днищ, горячих цехов, теплотрасс, ТЭЦ, АЭС и др. Усадка грунтов может возникать не только при сушке, но при любом механическом обезвоживании, например при электроосмотическом, термоосмотическом, фильтрационном или ином обезвоживании грунта [50].

5.5. Просадочность лёссовых и лёссовидных грунтов

Просадочностью грунта называется его способность уплотняться при замачивании водой в условиях компрессии (т. е. без возможности бокового расширения) при сохранении действующей нагрузки. Последняя реально возрастает за счет веса воды, которая проникает в образец или толщу грунта.

Просадочность грунтов может проявляться при замачивании грунта и отсутствии внешнего давления, однако чаще всего она определяется при замачивании грунтов под нагрузкой. При изысканиях грунтовые условия площадок, сложенных просадочными грунтами, в зависимости от возможности проявления просадки грунтов от собственного веса подразделяют на два типа:

- *I тип* – грунтовые условия, в которых возможна в основном просадка грунтов *от внешней нагрузки*, а просадка грунтов от собственного веса отсутствует или не превышает 5 см;
- *II тип* – грунтовые условия, в которых помимо просадки грунтов *от внешней нагрузки возможна их просадка от собственного веса* и размер ее превышает 5 см.

Просадочность грунтов характеризуют такие показатели, как *коэффициент относительной просадочности* ε_{sl} , *коэффициент макропористости* Δe , *начальное давление просадки* p_{sl} , *МПА*, *начальная влажность просадки* w_{sl} , *д. ед.*, определяемые по результатам испытаний образцов грунта ненарушенного сложения в лабораторных условиях методом компрессионных испытаний (см. п. 8.3.2.1) [30, 17].

Относительная просадочность ε_{sl} вычисляется по формуле

$$\varepsilon_{sl} = \frac{\Delta h_{sl}}{h_0},$$

где Δh_{sl} – дополнительное сжатие (просадка) грунта в результате замачивания; Δh_0 – начальная высота образца грунта.

По величине коэффициента относительной просадочности (ε_{sl}) судят о склонности грунта к просадочности: согласно [34], **если $\varepsilon_{sl} > 0,01$, то такой грунт считается просадочным**, и наоборот (табл. 2.3). При определении показателей просадочности следует обязательно указывать величину предполагаемого давления на основании из просадочных грунтов и глубину залегания испытываемого слоя для примерной оценки величины бытового давления.

Просадочностью обладают недоуплотненные (имеющие высокую пористость), маловлажные дисперсные грунты с неводостойкими структурными связями (переходные контакты между частицами): почвы, выветрелые глины, засоленные пески, вулканические пеплы, искусственные грунты [111]. Этим условиям в наибольшей мере отвечают лёссовые и лёссовидные грунты, которые, как правило, всегда обладают той или иной просадочностью.

Лёссы – это молодые отложения четвертичной системы, возникшие в недавнее геологическое время (не более 1,5 млн лет тому назад). Лёссовые грунты встречаются на всех континентах, но наиболее широко они распространены в Европе, Азии и Америке (рис. 5.13). По условиям залегания лёссы повсеместно располагаются в виде покровов, мощностью от нескольких сантиметров до десятков и сотен метров.

На территории стран СНГ площадь, покрытая лёссовыми породами, составляет около 34 % континентальной части СНГ. Лёссы лежат сплошным покровом на большей части Украины (до 80 %) и юге европейской части России, в Средней Азии, Восточной, Южной и Западной Сибири, встречаются в Белоруссии, Поволжье, Якутии и других районах (рис. 5.14). В северных районах, где лёссовые отложения развиты лишь на отдельных участках, их мощность составляет 5...10 м, а в районах сплошного распространения (на юге Украины, Северном Кавказе) она повышается до 30...50 м и более. Самые мощные разрезы лёссовых пород (до 100...200 м) обнаружены в межгорных впадинах на территории Средней Азии [107].

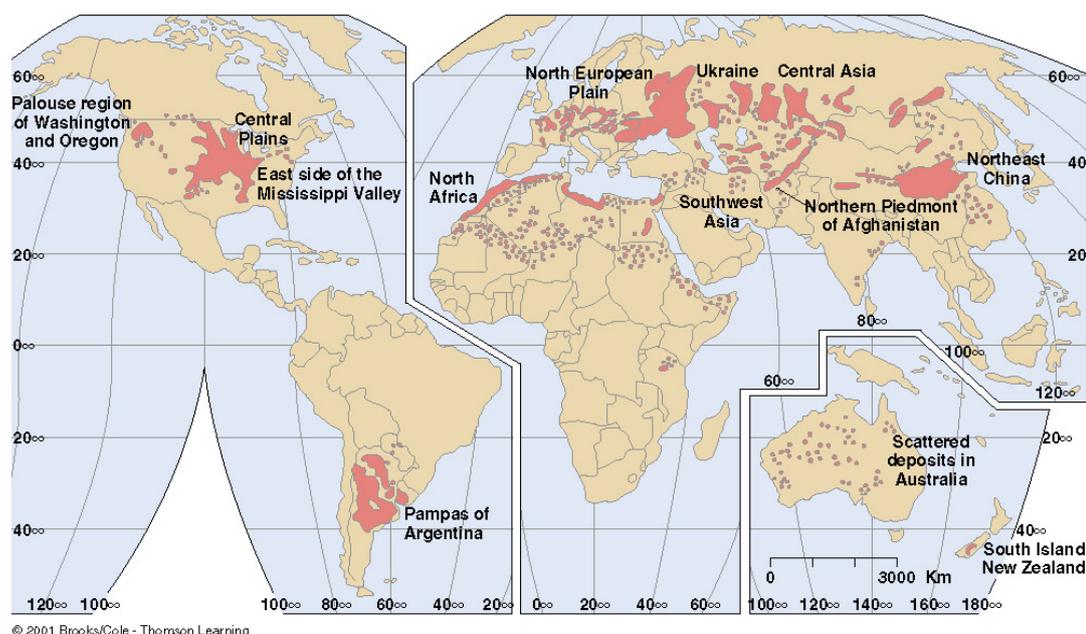


Рис. 5.13. Карта распространения лёссовых пород

Лёссовые отложения покрывают сплошным плащом обширные плоские водоразделы, их склоны, поверхность высоких террас. В зоне влияния речных долин и морского побережья они прорезаны многочисленными балками и оврагами. Последние имеют резкие формы: узкое дно и высокие обрывистые склоны высотой до 5...6 м, иногда более. На поверхности водоразделов развиты просадочные поды и блюдца, размеры которых изменяются от нескольких метров до первых десятков метров, глубина – от долей метра до 1...2 метров. Поды представлены обширными понижениями шириной в сотни метров или километры с глубиной, не превышающей первых метров. Дно подов сложено непросадочными тяжелыми суглинками или глинами. В подготовительный период изысканий ориентировочное распространение лёссовых пород разного возраста, генезиса и просадочности рекомендуется определять по карте (рис. 5.14) В.С. Быковой и С.А. Пастушковой [72].

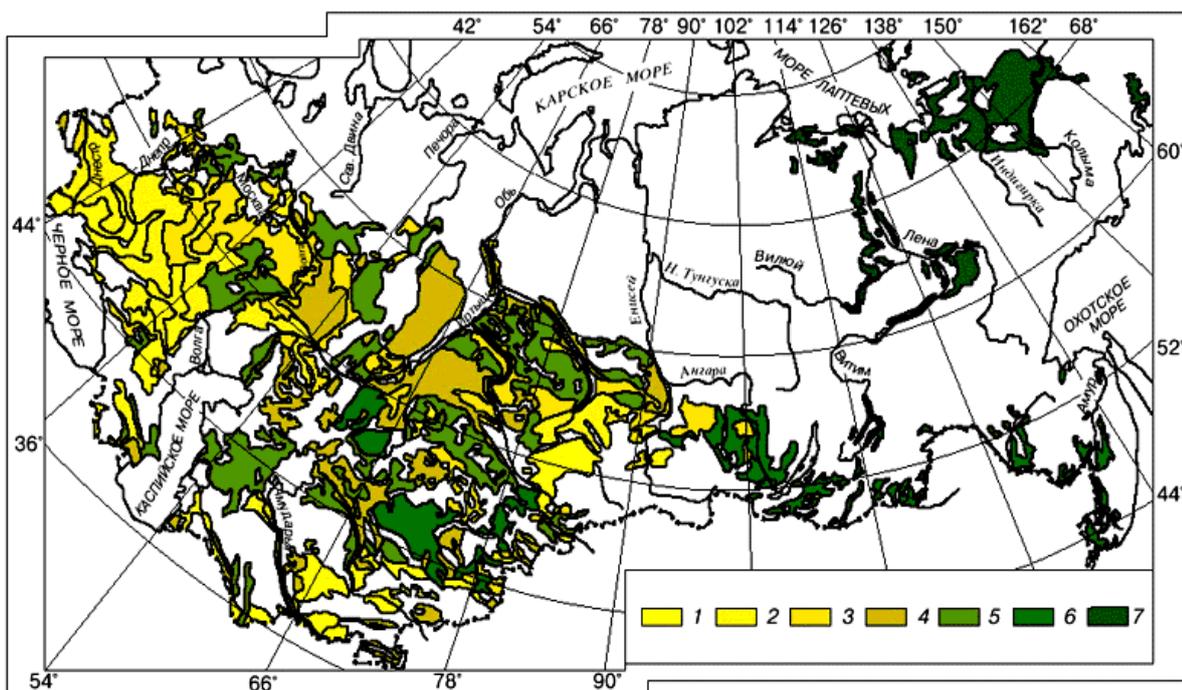


Рис. 5.14. Карта развития лёссовых пород на территории СНГ [72]:

1 – лёссы и лёссовые породы большой мощности (более 10 м), проявляющие просадку под собственным весом; 2 – лёссовые породы и лёссы мощные (более 5 м), проявляющие значительные просадочные деформации при дополнительных нагрузках; 3 – лёссовые породы средней мощности (5...10 м), проявляющие незначительные просадочные деформации при дополнительных нагрузках; 4 – лёссовые породы прерывистого распространения (3...5 м), непросадочные; 5 – лёссовые породы прерывистого и островного распространения изменчивой мощности, неоднородные по просадочности; 6 – лёссовидные и покровные глинистые породы островного и прерывистого распространения, маломощные, непросадочные; 7 – мерзлые покровные пылеватые глинистые породы, проявляющие термопросадки в результате оттаивания

При инженерно-геологических изысканиях следует учитывать, что в зависимости от возраста, происхождения и фациальной принадлежности строение и условия залегания лёссовых толщ различны [85]:

- *золотые лёссовые породы* пламеобразно перекрывают повышенные элементы рельефа: плато, водоразделы, высокие террасы, разные породы, венчая собой разрез четвертичных отложений. Граница золотых и подстилающих отложений хорошо выражена. Мощности золотых толщ различны, строение их монотонное, выдержанное, чаще неслоистое. Пористость повышенная, макропоры округлые или чечевицеобразные;

- *делювиальные лёссовые породы* венчают четвертичный разрез и залегают на склонах, образуют шлейфы, иногда перекрывают надпойменные террасы речных долин, небольшие древние конусы выноса (сухие дельты), заполняют овраги. Границы этих толщ с подстилающими лёссовыми породами не всегда прослеживаются. Мощности толщ различны. В делювиальных лёссовых породах присутствуют прослой гумусированного материала, песка, иногда гравия, дресвы и щебня, выражена слоистость. Пористость различна, макропоры щелевидной формы;

- *пролювиальные лёссовые породы* слагают предгорные равнины, предсклоновые пояса, шлейфы, конусы выноса, причем наиболее тонкие по гранулометрическому составу отлагаются на периферии этих элементов рельефа, а более грубые – ближе к горам. Мощности толщ пролювия могут достигать 100 м и более. Граница пролювия с подстилающими коренными и аллювиальными породами разного состава обычно выражена. Пролувиальные толщи неслоисты или сложены мощными пластами, в подошве толщи часто прослеживается тонкая слоистость, имеются включения, прослой и линзы песка, гравия, гальки, щебня. Пористость повышенная, макропоры чаще округлой формы;

- *аллювиальные лёссовые породы* слагают надпойменные террасы речных долин. Мощность толщ достигает 20 м и более. Граница лёссового аллювия с подстилающими песками, гравием, галечниками, коренными породами ярко выражена, но в подошве аллювиальной толщи имеются линзы и прослои нелёссовых пород. Толщи слоисты и иногда содержат прослои песка и гравия. Пористость пониженная, макропоры щелевидные и округлые;

- *флювиогляциальные и озерные лёссовые породы* залегают по периферии зандровых полей в толщах небольшой мощности, обычно слоистых с прослоями песка, переход к подстилающим породам постепенный. Пористость пониженная, макропоры щелевидные;

- *элювиальные лёссовые породы* развиты на небольших плато, верхних частях пологих склонов на ограниченных площадях, защищенных от денудации и привноса материала. Эти породы слагают толщи небольшой мощности. Породы неслоисты и постепенно переходят в подстилающие материнские отложения, причем в лёссовом покрове появляется все больше включений каменного лёсса, алевролита, аргиллита, мергеля, известняка и др. Мощности толщ от долей метра до нескольких метров. Пористость чаще повышенная, форма макропор различна.

Число горизонтов лёссов непостоянно (в южных районах территории Российской Федерации в разрезе присутствует от 3 до 6 горизонтов лёссов). Как правило, просадочность уменьшается сверху вниз по разрезу. Мощные толщи лёссовых грунтов имеют циклическое строение: несколько горизонтов лёссов переслаиваются с погребенными почвами и непросадочными лёссовыми грунтами (лёссовидными суглинками). Последние, в отличие от лёссов, имеют более темный бурый или красновато-бурый цвет и нередко отчетливую слоистость.

Общими для всех лёссовых пород являются: столбчато-призматическая отдельность; повышенная прочность структурных (цементационных, кристаллизационных, конденсационных) связей, сохраняющаяся у воздушно-сухой породы; водонепроницаемость структурных связей (особенно у лёссов); легкие размокание и размываемость; пылимость воздушно-сухих и налипание увлажненных лёссовых грунтов на рабочие органы и ходовые части землеройных машин и транспортных средств.

Главными минералами лёссов являются кварц и полевые шпаты. В лёссовых породах областей предгорий и склонов гор они содержатся примерно в равных количествах, а в породах низменных равнин кварц всегда преобладает над полевыми шпатами. В тонкодисперсных фракциях лёссов встречаются гидрослюды, кварц, кальцит, монтмориллонит, каолинит. В пределах низменных равнин в глинистой фракции лёссовых пород главной составной частью являются гидрослюды, монтмориллонит, каолинит; в горных и предгорных областях – гидрослюды и кварц.

Типичные лёссы отличаются от прочих лёссовых пород характерными особенностями: преобладающей светло-палевой окраской; супесчаным, легко- или среднесуглинистым составом с преобладанием элементарных пылеватых зерен (типичные однородные алевролиты); пористостью общей 40...50 % и более, активной 15...20 %; выраженной макропористостью; воздушно-сухим состоянием; просадочностью от собственного веса при замачивании.

Лёссовидные породы от типичных лёссов можно отличить по окраске: светло-палевой, светло-желтой, желтовато-бурой и др. При пылеватом составе в этих породах наряду с элементарными алевролитовыми зернами присутствуют в различных количествах микроагрегаты глинистых частиц (ложная пыль). Общая пористость лёссовидных пород обычно меньше 45 %, активная – 15 %. Большая часть лёссовидных пород просадочна только при приложении внешнего давления, а некоторые их разновидности непросадочны. Некоторые лёссовидные породы естественно увлажнены и даже могут быть водонасыщенными.

Одним из основных признаков, по которому отличают лёсс от лёссовидных пород, является гранулометрический состав. По нему лёссы относят к пылеватой группе пород с содержанием песчаных фракций 0,4...33 %, пылеватых 50...79 %, глинистых 2...47 %. Лёс-

свидные грунты могут иметь смешанную группу дисперсности с содержанием песчаных фракций 3...46 %, пылеватых 18...50 % и глинистых 11...49 %. Лёссы имеют более однородный гранулометрический состав, чем лёссовидные породы. Отношение содержания крупнопылеватых частиц (0,05...0,01 мм) к мелкопылевым (0,01...0,002 мм) у лёссов составляет 1,5...2 и более, в лёссовидных породах оно близко к единице. Они более глинисты, характеризуются относительно низкой пористостью (до 40 %) и значительно более высокой плотностью (1,8...1,9 г/см³).

Лёссы обладают высокой для глинистых грунтов водопроницаемостью и резкой анизотропией. Коэффициент фильтрации колеблется в широких пределах (10^{-6} ... 10^{-1} см/с), в среднем он равен 10^{-3} см/с (1 м/сут). Коэффициент фильтрации в вертикальном направлении измеряется несколькими м/сут, в горизонтальном – десятками или сотыми м/сут. Это приводит к тому, что при инфильтрации воды с поверхности образуются купола грунтовых вод, медленно растекающиеся в стороны. В пределах городов, где имеются многочисленные источники замачивания, в толще лёссовых грунтов формируется техногенный горизонт грунтовых вод, быстро повышающий свой уровень (до 0,5...1 м в год), что способствует интенсивному развитию просадочных явлений. В районах, где лёссы обогащены гипсом, формирующиеся грунтовые воды агрессивны по отношению к бетону на портландцементе [85]. Одним из основных факторов, определяющих просадочность этих пород, является их специфическая структура, то есть размер и форма твердых (минеральных) структурных элементов, строение порового пространства и особый характер структурных связей (взаимодействий между частицами). Для большинства лёссов характерно высокое, иногда до 15...20 %, содержание карбонатов, преимущественно кальцита (CaCO₃), и присутствие до 3...5 % растворимых солей (сульфаты, хлориды). Важной особенностью структуры лёссовых пород является ее высокая агрегированность, когда пылеватые и глинистые частицы образуют изометричные агрегаты с размерами 0,01...0,25 мм. Специфическое строение имеют песчаные и крупные пылеватые зерна, названные глобулами. Как показали наблюдения в растровом электронном микроскопе (РЭМ), в центре глобулы размещается ядро, состоящее из отдельных кварцевых микроблоков. Поверх ядра располагается дырчатая оболочка кальцита, которая в свою очередь перекрывается глинистой «рубашкой», пропитанной оксидами железа и аморфным кремнеземом (SiO₂).

Для просадочных лёссовых грунтов обычно характерны: высокая пылеватость (содержание частиц размером 0,05...0,005 мм более 50 % при количестве частиц размером менее 0,005 мм, как правило, не более 10...15 %); низкие значения числа пластичности (менее 12); низкая плотность скелета грунта (преимущественно менее 1,5 г/см³); повышенная пористость (более 45 %); невысокая природная влажность (как правило, менее границы раскатывания); засоленность; светлая окраска (от палевого до охристого цвета); способность в маловлажном состоянии держать вертикальные откосы; цикличность строения толщ. Главная отличительная особенность лёссов – наличие макропор размером 1...3 мм, различимых невооруженным глазом. Макропоры имеют форму извилистых вертикальных канальцев [107].

Пористость просадочных лёссов обычно изменяется от 42 до 46 %. При этом поровое пространство лёссовых пород характеризуется присутствием трех типов пор: макропор, межзерновых и межагрегатных микропор, внутриагрегатных микропор. Наиболее крупными являются макропоры, имеющие трубчатую форму с диаметром 0,05...0,5 мм. Они обычно хорошо видны невооруженным глазом и пронизывают лёссовую породу в вертикальном направлении. Макропоры являются одним из важнейших диагностических признаков структуры просадочных лёссов. Некоторые ученые считают, что макропоры – следы корней растений. Однако сейчас существует мнение, что большая часть макропор представляет собой своеобразные магистральные каналы, образовавшиеся в результате преимущественно вертикальной миграции воды и газов. Об этом свидетельствует наличие значительных выделений солей на стенках макропор [107].

Наиболее важными в структуре лёссовых пород являются межагрегатные и межзерновые микропоры. Эти микропоры обычно имеют изометричную форму, а их размер изменяется от 0,008 до 0,05 мм. Электронно-микроскопические исследования показывают, что подобные микропоры слагают основную часть порового пространства и относятся к категории так называемой активной пористости, которая и определяет величину просадочной деформации породы. Подчиненную роль в поровом пространстве играют более мелкие внутриагрегатные микропоры с размером менее 0,008 мм.

Основную роль в структурном сцеплении (связности) лёссов играют контакты между зернами и глинисто-пылеватыми агрегатами, осуществляемые через глинистые «рубашки» или глинистые «мостики». В физико-химической механике дисперсных систем такие контакты называются переходными, прочность их обусловлена ионно-электростатическими силами. При увлажнении они быстро теряют прочность и трансформируются в слабопрочные коагуляционные контакты. Помимо переходных, в просадочных лёссовых породах могут также существовать фазовые контакты цементационного типа, обусловленные выделением легко растворимых солей в приконтактных зонах при испарении поровой влаги [107].

Для исследования структуры лёссовых грунтов рекомендуются микроагрегатный и дисперсный способы подготовки пробы грунта к анализу. После проведения микроагрегатного и дисперсного анализов определяют коэффициент агрегированности K_a по И.М. Горьковой:

$$K_a = S' < 5 \text{ мк} / S'' < 5 \text{ мк},$$

где $S' < 5 \text{ мк}$ – содержание частиц $< 5 \text{ мк}$ в глинистой породе при дисперсной подготовке образца к анализу; $S'' < 5 \text{ мк}$ – то же, при микроагрегатной подготовке.

По величине K_a устанавливают тип структурных связей:

- стабилизационный и коагуляционный А, Б ($K_a = 1 \dots 1,2$);
- пластифицированно-коагуляционный В ($K_a = 1,3 \dots 2$);
- коагуляционно-цементационный Г1 ($K_a = 2 \dots 20$);
- цементационные Г2 ($K_a > 20$).

Для лёссов и лёссовидных пород характерны структурные связи типов В и Г, т. е. $K_a \geq 1,3$, так как при дисперсном способе подготовки к анализу значительно повышается содержание глинистых частиц за счет разрушения агрегатов пылеватого размера.

До сих пор нет единого мнения о природе просадочности лёссовых пород. Различные исследователи выдвигали достаточно много предположений и гипотез по поводу возникновения этого специфического и неотъемлемого свойства лёссов. Анализ существующих мнений показывает, что все гипотезы, объясняющие просадочность лёссовых пород, можно разделить на две группы.

В первой группе просадочность лёссов рассматривается как их первичное свойство, то есть когда просадочность формируется непосредственно в ходе накопления и начальной стадии преобразования минерального пылеватого осадка. Одну из причин возникновения просадочности Н.Я. Денисов видел в формировании недоуплотненных лёссовых толщ вследствие захоронения рыхлой, сцементированной легкорастворимыми веществами массы пылеватых частиц под постепенно накапливаемыми слоями вышележащих пород. Слабыми местами этой гипотезы было то, что она не могла объяснить сохранение просадочных свойств в течение длительного времени, факты увеличения просадочности под горизонтами погребенных почв и скачкообразное изменение просадочности лёссовых пород по разрезу каждого накопленного слоя.

Гипотезы второй группы характеризуют просадочность как новообразованное свойство породы, то есть когда просадочность приобретает после накопления пылеватого осадка. Наибольшее распространение здесь получила гипотеза мерзлотного выветривания.

По мнению Е.М. Сергеева и А.В. Минервина, формирование просадочности происходит в результате циклического сезонного промерзания-оттаивания исходных пылеватых пород и удаления из них льда посредством *сублимации* – испарение льда, минуя жидкое состояние. В ходе промерзания поровая вода превращается в лед, разуплотняет породу и способствует дроблению более крупных песчаных зерен до размера пылеватых частиц. Данная гипотеза формирования просадочности подтверждается лабораторным и натурным моделированием. Она хорошо объясняет распространение и характер залегания лёссов в пространстве и разрезе, скачкообразное изменение просадочности лёссовых пород по разрезу, увеличение просадочности под горизонтами погребенных почв, появление просадочности в условиях сурового климата плейстоценовой эпохи развития Земли (приблизительно от 10 до 800 тысяч лет тому назад) – периода времени, когда наблюдалось наиболее интенсивное накопление лёссовых толщ [85].

Рассматривая механизм просадочности лёссов, можно сказать, что она обуславливается разрушением и ослаблением структурных связей в грунте (за счет увлажнения) и его последующим доуплотнением под действием собственного веса и (или) внешней нагрузки. В процессе просадки существенно меняется микростроение грунта: крупные агрегаты распадаются, крупные макропоры смыкаются, частицы формируют более плотную упаковку и т. д.

Присутствие обратимых переходных контактов повышает просадочность благодаря их быстрому разрушению при увлажнении грунта. Наличие же более прочных фазовых контактов цементационного типа может приводить к увеличению прочности всей структуры и соответственно снижению величины просадки. Для подобных грунтов характерны медленные послепросадочные деформации, которые во много раз могут превысить величину самой просадки при кратковременном увлажнении. И, наконец, при рассмотрении процесса просадочности лёссов нельзя не принять во внимание присутствие в этих грунтах сил поверхностного натяжения воды, так называемых капиллярных сил, о которых часто забывают многие ученые. Точные экспериментальные исследования показывают, что по мере заполнения пор водой, то есть при исчезновении капиллярных менисков, связывающих отдельные зерна и агрегаты, при увлажнении лёсса происходит слишком быстрое и резкое снижение его прочности, которое нельзя объяснить только разрушением переходных и цементационных контактов. Силы поверхностного натяжения воды вполне могут играть роль своеобразного спускового механизма, обуславливающего начало процесса просадки.

Подводя итог, можно сказать, что в основе просадки лежат два взаимосвязанных явления, развивающихся при увлажнении лёссов и воздействии внешней нагрузки. Во-первых, происходит резкое снижение энергии взаимодействия структурных элементов на контактах, потеря структурной прочности вследствие преобразования переходных контактов в коагуляционные и исчезновение сил поверхностного натяжения. Во-вторых, происходит распад глинисто-пылеватых агрегатов, сопровождаемый формированием своеобразных дефектов в микроструктуре лёссов, и возникают условия для взаимного смещения структурных элементов. В результате просадки происходит смыкание части макропор и большинства крупных межагрегатных микропор и формируется более плотная и однородная микроструктура [107].

6. ТЕПЛОФИЗИЧЕСКИЕ СВОЙСТВА ГРУНТОВ

Теплофизические свойства характеризуют изменения, происходящие в грунтах, вызванные изменением температур. Тепловые свойства пород в значительной степени определяют энергомассообменные процессы, такие как промерзание и оттаивание пород, криогенное пучение, осадка при оттаивании, термокарст, термоэрозия и др.

Знание теплофизических свойств имеет большое значение для познания таких природных процессов, как выветривание и почвообразование, а также для оценки устойчивости инженерных сооружений, особенно в области развития многолетнемерзлых пород. Показатели теплофизических свойств мерзлых и оттаявших грунтов, используемых в качестве оснований зданий и сооружений, необходимы для выполнения теплотехнических расчетов.

6.1. Показатели теплофизических свойств грунтов

В состав теплофизических характеристик, определяемых для грунтов, входят:

- теплоемкость (C);
- теплопроводность (λ);
- температура начала замерзания грунта (T_{bf});
- теплота таяния (замерзания) грунта (L_v);
- температуропроводность (a);
- коэффициент объемного расширения (β_t);
- коэффициент морозостойкости (K_m).

Теплоемкость является одной из основных теплофизических характеристик грунта. Обычно различают *удельную и объемную теплоемкости*. *Удельная теплоемкость* грунта численно равна количеству тепла, необходимого для изменения температуры единицы его массы на 1 градус, и выражается в Дж/(г · °С) (или кДж/кг · °С, или ккал/кг · °С). *Объемная теплоемкость*, Дж/(м³ · °С), ккал/(м³ · °С), численно равна количеству тепла, необходимого для изменения температуры единицы объема грунта на 1 градус.

Для мерзлого грунта различают его *собственную и эффективную* теплоемкость. *Собственная теплоемкость мерзлого грунта* численно равна количеству тепла, необходимого для изменения на 1 градус температуры единицы объема (или массы грунта), при сообщении тепла грунту допускается, что в нем *соотношение воды и льда не изменяется*. *Эффективная теплоемкость мерзлого грунта* численно равна количеству тепла, необходимого для изменений температуры единицы объема или массы грунта на 1 градус *и фазового состава поровой влаги в нем*. При экспериментальных определениях теплофизических характеристик грунтов нельзя разделить затраты тепла, идущие на таяние льда и нагрев грунта, поэтому на основании экспериментальных определений **калориметрическим методом** получают величину эффективной теплоемкости мерзлого грунта. В теплотехнических расчетах промерзания и протаивания грунтов в качестве расчетного параметра принимают величину собственной теплоемкости мерзлого грунта. Затраты тепла на фазовые переходы воды учитывают отдельно, полагая условно, что такие переходы происходят на границе промерзания.

Теплоемкость мерзлых дисперсных пород определяется количественным содержанием в них минеральной составляющей, льда и незамерзшей воды; содержание льда и незамерзшей воды зависит от первоначальной влажности и температуры, поэтому теплоемкость мерзлых дисперсных пород – величина переменная. С понижением температуры пород при данной влажности их теплоемкость уменьшается, поскольку в них становится больше льда и меньше незамерзшей воды (теплоемкость льда – 0,49, воды – 1,0). Теплоемкость мерзлых дисперсных пород значительно изменяется в зависимости от температуры, главным образом вблизи 0 °С, т. е. когда происходят значительные изменения в соот-

ношении фазы воды и льда; поскольку теплоемкость мерзлых пород зависит от количества в них минеральной части, воды и льда, то численное значение ее может быть получено расчетным путем на основании данных о количестве в них воды и фазовом составе последней. Теплоемкость минерального скелета мало изменяется с изменением температуры пород: при понижении температуры на 1 °С теплоемкость суглинка уменьшается всего лишь на 0,1 %, а песка – на 0,07 % от первоначальной величины [57].

Теплопроводность грунта – теплофизическая характеристика грунта, определяющая его способность проводить тепло. Основная характеристика – **коэффициент теплопроводности** λ , Вт/(м · °С), ккал/(м · ч · °С) – характеризует породу в отношении ее способности переносить тепловую энергию и численно равен потоку тепла, проходящего через единицу площади породы в единицу времени при температурном градиенте, равном единице.

При теплотехнических расчетах оснований зданий и сооружений, возводимых на вечномерзлых грунтах, величину коэффициента теплопроводности грунта определяют по табл. 6.1 расчётных значений теплофизических характеристик талых и мерзлых грунтов.

Экспериментальные определения теплопроводности грунтов предусматривают при строительстве в сложных мерзлотно-грунтовых условиях, а также на сильнольдистых, переувлажненных и засоленных грунтах. Преимущественно коэффициент теплопроводности мерзлых грунтов следует определять методом стационарного теплового режима на образцах грунта размером не менее чем 20 × 20 см в плане. Метод основан на измерении установившегося во времени потока тепла, проходящего через исследуемый образец грунта. Поток тепла, возникающий при постоянной разности температур на поверхности образца, измеряют малоинерционным тепломером. Метод применим для определения коэффициента теплопроводности мерзлых песчано-глинистых и гравелистых грунтов с размером отдельных минеральных включений до 10 мм, а также льдистых грунтов среднеслоистой и сетчатой текстуры при температуре наиболее нагретой поверхности образца не выше минус 1 °С.

Теплопроводность грунтов как в талом, так и в мерзлом состоянии зависит от таких факторов, как минеральный состав, плотность, влажность, температура, структура и текстура.

Минеральный состав пород играет большую роль в теплофизических свойствах пород, однако оценить его значение сразу при испытании пород не всегда представляется возможным. Сравнительный анализ опытных данных показывает, что теплопроводность *интрузивных пород* увеличивается от 2 до 5 Вт/(м · °С) в ряду *дуниты–габбросиениты–диориты–граниты*, т. е. от основных к кислым. Такая закономерность объясняется разницей количественного содержания SiO₂: чем его больше, тем выше теплопроводность.

Теплопроводность *эффузивных пород* также зависит от химико-минерального состава и степени раскристаллизации и изменяется по данным опытов в диапазоне 2,0...3,6 Вт/(м · °С).

С увеличением количества SiO₂ их теплопроводность возрастает в ряду *порфиры–андезиты–трахиты–базальты*.

Анализ теплопроводности *пород метаморфической группы* показывает, что их λ изменяется в широких пределах – от 0,8 до 7,4 Вт/(м · °С): она возрастает при переходе от сланцев к гнейсам и кварцитам, что объясняется постепенным исчезновением сланцеватости в ряду.

Теплопроводность *осадочно-цементированных грунтов* значительно различается для трех подгрупп: обломочных цементированных; пылеватых и глинистых цементированных; химических и биохимических. Первая подгруппа представлена крупно- и мелкообломочными породами – конгломератами, гравелитами и песчаниками с λ от 1,5 до 4,5 Вт/(м · °С).

Теплопроводность немерзлых пылеватых и глинистых цементированных пород, представленных алевролитами и аргиллитами, в среднем ниже, чем у крупно- и мелкообло-

мочных пород, и изменяется в диапазоне 0,8...2,2 Вт/(м · °С), что объясняется их более тонкозернистой структурой, для которой характерно большее число контактных тепловых сопротивлений.

Подгруппы *химических и биохимических пород*, например кремнистые породы морского происхождения (трепел, диатомит), в целом имеют более низкую теплопроводность из всех рассмотренных выше (0,8...1,7 Вт/(м · °С), что объясняется высокой пористостью в сочетании с невысокой теплопроводностью скелета этих пород. Такие мономинеральные породы, как доломит и ангидрит, характеризуются наибольшей теплопроводностью, соответственно 7,2...11,9 и 3,7...5,8 Вт/(м · °С) и немного меньшей – известняки 5,7 Вт/(м · °С) и мергели 2,6 Вт/(м · °С).

Теплопроводность грунтов при прочих равных условиях уменьшается с увеличением дисперсности в следующей последовательности: *крупнообломочные – песчаные – супесчаные – лёссовые – суглинистые – глины – торф*. Возрастание дисперсности увеличивает количество контактных тепловых сопротивлений, а также сопровождается ростом гидрофильности и ультрапористости, повышающих относительное содержание жидкой фазы воды с меньшей теплопроводностью, чем у льда. Такая закономерность прослеживается, как правило, в диапазоне температур от +20 до –20 °С, включая область интенсивных фазовых переходов влаги, и справедлива для дисперсных пород с различной влажностью. Поскольку теплопроводность минерального скелета, как правило, выше, чем воды и льда, уплотнение грунта сопровождается увеличением теплопроводности.

Увлажнение существенно увеличивает величину λ , так как низкотеплопроводный воздух (0,023 Вт/(м · °С) заменяется более теплопроводными жидкостью (0,57 Вт/(м · °С)) или льдом (2,29 Вт/(м · °С).

Теплопроводность породы, в отличие от теплоемкости, не является аддитивной величиной, что и определяет существенную зависимость λ от факторов строения породы, т. е. ее структуры, текстуры и сложения. При этом определяющее значение имеет то, каким образом осуществляется передача тепла в породе: непосредственно по частицам, от частицы к частице в местах их контакта или от частицы к частице через промежуточную среду [57].

Теплофизические характеристики грунта – *теплопроводность λ и объемная теплоемкость* – определяются опытным путем. Расчетные значения теплопроводности талого и мерзлого грунта (λ_{th} и λ_f), а также объемной теплоемкости талого и мерзлого грунта (C_{th} и C_f) песчаных и пылевато-глинистых грунтов, включая заторфованные и гравелистые, допускается принимать по табл. 6.1 в зависимости от плотности сухого грунта (ρ_d) [104].

Температура начала замерзания грунта T_{bf} , °С, характеризует температуру перехода грунта из талого в мерзлое состояние. Под температурой начала замерзания засоленного грунта понимают отрицательную температуру, при которой в поровом растворе появляются кристаллы льда. Температуру начала замерзания пылевато-глинистых, засоленных и биогенных (заторфованных) грунтов следует устанавливать опытным путем по данным замера температуры грунта в процессе его промерзания (либо оттаивания). При этом образец помещается в среду с постоянной температурой. Наиболее оптимальной температурой окружающей среды при замораживании образцов является температура минус 8...10 °С. Для незасоленных песчаных и крупнообломочных грунтов значение T_{bf} принимается равным 0 °С.

Температуру начала замерзания порового раствора определяют для мерзлых грунтов массивной криогенной текстуры, а также для минеральных прослоек или макроагрегатов мерзлых грунтов слоистой и сетчатой криогенной текстуры, содержащих только поровый лед. В засоленных грунтах массивной криогенной текстуры незамерзшая вода состоит из различных категорий связанной воды и раствора солей. Для таких грунтов температуры начала замерзания и таяния практически совпадают, так как они зависят от концентрации порового раствора. В засоленных мерзлых грунтах слоистой и сетчатой криогенной текстуры ледяные включения практически не содержат солей и оттаивают при 0 °С.

Таблица 6.1

Расчетные значения теплофизических характеристик грунтов [104]

Плотность сухого грунта $\rho_d, \text{T/M}^3$	Влажность грунта w_{tot} д. ед.	Теплопроводность грунта, Вт/(м·°C), [ккал/(м·ч·°C)]								Объемная теплоемкость, Дж/(м ³ ·°C)10 ⁻⁶ [ккал/(м ³ ·°C)]	
		Пески разной крупности, граве- листые		Супеси пылеватые		Суглинки и глины		Заторфованные грунты, торф			
		λ_{th}	λ_f	λ_{th}	λ_f	λ_{th}	λ_f	λ_{th}	λ_f	λ_{th}	λ_f
0,1	9,00	-	-	-	-	-	-	0,81 (0,70)	1,34 (1,15)	4,00 (950)	2,31 (550)
0,1	6,00	-	-	-	-	-	-	0,40 (0,35)	0,70 (0,60)	2,73 (650)	1,68 (400)
0,1	4,00	-	-	-	-	-	-	0,23 (0,20)	0,41 (0,35)	1,88 (450)	1,26 (300)
0,1	2,00	-	-	-	-	-	-	0,12 (0,10)	0,23 (0,20)	1,05 (250)	0,64 (200)
0,2	4,00	-	-	-	-	-	-	0,81 (0,70)	1,33 (1,15)	3,78 (900)	2,40 (570)
0,2	2,00	-	-	-	-	-	-	0,23 (0,20)	0,52 (0,45)	2,10 (500)	1,47 (350)
0,3	3,00	-	-	-	-	-	-	0,93 (0,80)	1,39 (1,20)	4,15 (990)	2,40 (570)
0,3	2,00	-	-	-	-	-	-	0,41 (0,35)	0,70 (0,60)	3,32 (750)	2,10 (500)
0,4	2,00	-	-	-	2,10 (1,80)	-	2,10 (1,80)	0,93 (0,80)	1,39 (1,20)	3,78 (900)	2,73 (650)
0,7	1,00	-	-	-	2,10 (1,80)	-	2,00 (1,75)	-	-	3,60 (855)	2,10 (500)
1,0	0,60	-	-	-	2,00 (1,75)	-	1,90 (1,65)	-	-	3,44 (820)	2,18 (520)
1,2	0,40	-	-	-	1,90 (1,65)	1,57 (1,35)	1,80 (1,55)	-	-	3,11 (740)	2,12 (505)
1,4	0,35	-	-	1,80 (1,55)	1,86 (1,60)	1,57 (1,35)	1,66 (1,45)	-	-	3,35 (800)	2,35 (560)
1,4	0,30	-	-	1,74 (1,50)	1,80 (1,55)	1,45 (1,25)	1,57 (1,35)	-	-	3,02 (720)	2,18 (520)
1,4	0,25	1,91 (1,65)	2,14 (1,85)	1,57 (1,35)	1,68 (1,45)	1,33 (1,10)	1,51 (1,30)	-	-	2,78 (660)	2,06 (490)
1,4	0,20	1,57 (1,35)	1,86 (1,60)	1,33 (1,15)	1,51 (1,30)	1,10 (0,95)	1,22 (1,05)	-	-	2,48 (590)	1,89 (450)
1,4	0,15	1,39 (1,20)	1,62 (1,40)	1,10 (0,95)	1,27 (1,10)	0,87 (0,75)	0,99 (0,85)	-	-	2,18 (520)	1,76 (420)
1,4	0,10	1,10 (0,95)	1,27 (1,10)	0,93 (0,80)	1,05 (0,90)	0,70 (0,60)	0,75 (0,65)	-	-	1,89 (450)	1,74 (415)
1,4	0,05	0,75 (0,65)	0,81 (0,70)	0,64 (0,55)	0,70 (0,60)	0,46 (0,40)	0,52 (0,45)	-	-	1,60 (380)	1,47 (350)
1,6	0,30	-	-	1,86 (1,60)	1,97 (1,70)	1,68 (1,45)	1,86 (1,55)	-	-	1,84 (835)	2,48 (590)
1,6	0,25	2,50 (2,15)	2,73 (2,35)	1,80 (1,55)	1,91 (1,65)	1,51 (1,30)	1,68 (1,45)	-	-	3,15 (750)	2,35 (560)
1,6	0,20	2,15 (1,85)	2,37 (2,05)	1,62 (1,40)	1,74 (1,50)	1,33 (1,15)	1,51 (1,30)	-	-	2,31 (670)	2,14 (510)
1,6	0,15	1,80 (1,55)	2,00 (1,75)	1,45 (1,25)	1,57 (1,35)	1,10 (0,95)	1,22 (1,05)	-	-	2,48 (590)	2,02 (480)
1,6	0,10	1,45 (1,25)	1,62 (1,40)	1,62 (1,00)	1,28 (1,10)	0,87 (0,75)	0,93 (0,80)	-	-	2,16 (515)	1,80 (430)
1,6	0,05	1,05 (0,90)	1,10 (0,95)	0,81 (0,70)	0,87 (0,75)	0,58 (0,50)	0,64 (0,55)	-	-	1,83 (435)	1,68 (400)
1,8	0,20	2,67 (2,30)	2,84 (2,45)	1,86 (1,60)	1,97 (1,70)	1,57 (1,35)	1,80 (1,55)	-	-	3,17 (755)	2,41 (575)
1,8	0,15	2,26 (1,95)	2,62 (2,25)	1,68 (1,45)	1,80 (1,55)	1,39 (1,20)	1,57 (1,35)	-	-	2,78 (600)	2,26 (540)
1,8	0,10	1,97 (1,70)	2,20 (1,90)	1,45 (1,25)	1,57 (1,35)	1,05 (0,90)	1,22 (1,05)	-	-	2,42 (575)	2,04 (485)
1,8	0,05	1,45 (1,25)	1,51 (1,30)	0,99 (0,85)	0,99 (0,85)	0,70 (0,60)	0,75 (0,65)	-	-	2,04 (485)	1,89 (450)
2,0	0,10	2,73 (2,35)	2,90 (2,50)	1,74 (1,50)	1,86 (1,60)	1,28 (1,10)	1,39 (1,20)	-	-	2,68 (640)	2,26 (540)
2,0	0,05	2,10 (1,80)	2,14 (1,85)	-	-	-	-	-	-	2,26 (540)	2,10 (500)

Для определения температуры начала замерзания засоленного грунта используют монолиты или образцы нарушенного сложения с сохранением природной влажности. Температуру начала замерзания определяют по кривой зависимости количества незамерзшей воды от отрицательной температуры, которую строят по результатам калориметрических опытов. Температура начала замерзания грунта на кривой зависимости количества незамерзшей воды от отрицательной температуры соответствует количеству незамерзшей воды, равной природной влажности исследуемого образца.

Для предварительных расчетов мерзлых оснований значение T_{bf} допускается принимать по табл. 6.2 в зависимости от вида грунта и концентрации порового раствора c_{ps} , д. ед., определяемой по формуле

$$c_{ps} = \frac{D_s}{D_s + w_{tot}},$$

где D_s – степень засоленности грунта, д. ед.; w_{tot} – суммарная влажность мерзлого грунта, д. ед.

Таблица 6.2

Температура начала замерзания грунта [104]

Грунты	Температура начала замерзания грунта T_{bf} , °С, при концентрации порового раствора c_{ps} , д. ед.					
	0	0,005	0,01	0,02	0,03	0,04
Песчаные	0	-0,6	-0,8	-1,6	-2,2	-2,8
Пылевато-глинистые:						
супеси	-0,1	-0,6	-0,9	-1,7	-2,3	-2,9
суглинки и глины	-0,2	-0,6	-1,1	-1,8	-2,5	-3,2

Термическое расширение – сжатие – это характерное свойство горных пород, которое проявляется при изменении температуры и характеризуется **коэффициентами линейного (α_l) и объемного (β_v) расширения**, $^{\circ}\text{C}^{-1}$, представляющими собой соответственно относительную линейную и объемную деформацию при изменении температуры на градус. Они связаны между собой соотношением $\beta_v = 3 \cdot \alpha_l$.

Температурное расширение-сжатие мерзлых горных пород существенно определяет развитие таких процессов, как морозобойное растрескивание, повторно-жильное образование, выветривание и др. Температурные деформации мерзлых пород проявляются вследствие температурных деформаций компонентов породы (минералов и обломков пород, воды, льда, воздуха), фазового перехода вода-лед и структурных преобразований породы при изменении температуры.

Коэффициент линейного расширения большинства минералов, слагающих горные породы, составляет $(2...12) \cdot 10^{-6} \text{ }^{\circ}\text{C}^{-1}$. В указанном диапазоне значений находится и коэффициент линейного расширения магматических, метаморфических и осадочных сцементированных пород. Лед имеет более высокие значения α_l порядка $(30...60) \cdot 10^{-6} \text{ }^{\circ}\text{C}^{-1}$ изменяющиеся в зависимости от структуры льда, угла наклона оптической оси кристаллов, интервала температуры и др. Величина α_l незамерзшей воды, оцененная по изменению плотности переохлажденной воды, составляет $(7,5...18) \cdot 10^{-6} \text{ }^{\circ}\text{C}^{-1}$ в диапазоне температур от 0 до $-20 \text{ }^{\circ}\text{C}$.

Морозостойкость пород обусловлена их способностью выдерживать без разрушения многократное замораживание, чередующееся с оттаиванием. В практической деятельности эта характеристика необходима при инженерно-геологической оценке магматических, метаморфических и осадочных сцементированных пород с жесткими структурными связями. Морозостойкость оценивается числом циклов замораживания и оттаивания пород и соответствующей потерей их прочности. Обычно испытания проводятся до 25 циклов, а при специальных исследованиях число их может быть увеличено до 50–200. В строительном деле число циклов промерзания-оттаивания (нагрева-охлаждения), в результате которых происходит потеря грунтом 25 % первоначальной прочности или 5 % массы, называется **маркой морозостойкости**. Для характеристики изменения свойств грунтов при замер-

зании используется также *коэффициент морозостойкости* K_m – отношение предела прочности при сжатии образцов после замораживания к пределу прочности при сжатии образцов до замораживания.

Уменьшение прочности пород при воздействии отрицательных температур происходит под влиянием собственного температурного, гидратационного и криогидратационного факторов. Наибольшее значение для разрушения мерзлой породы под действием циклического охлаждения-нагрева имеет криогидратационный механизм разрушения, связанный с фазовым переходом воды в лед. Морозостойкость пород зависит также от теплофизических и прочностных свойств породообразующих минералов, прочности связи между отдельными зернами, характера увлажнения породы, ее структурно-текстурных особенностей и др.

Существенное влияние на прочность любых грунтов оказывает *колебание температуры*. Повышение температуры приводит к увеличению кинетической энергии атомов и молекул всех компонентов грунта, в результате растет проявление пластических свойств при нагружении образца. В области положительной температуры нагрев образца грунта приводит к ослаблению структурных связей и, как следствие, к уменьшению параметров прочности на сжатие, растяжение или сдвиг. С ростом температуры существенно уменьшается временное сопротивление сжатию, растяжению, а также сцепление и угол внутреннего трения глины. Таким образом, нагревание увеличивает проявление пластичности, а охлаждение – проявление хрупкости. Такая закономерность проявляется лишь в условиях закрытой системы, т. е. без возможности испарения влаги из образца и изменения его влажности. В условиях открытой системы при нагреве влага в той или иной степени может испаряться из грунта и он может несколько упрочняться.

Теплота таяния (замерзания) грунта L_v , Дж/м³ (ккал/м³, Вт·час/м³), принимается равной количеству теплоты, необходимой для таяния льда (замерзания воды) в единице объема грунта. Значение L_v определяется по формуле

$$L_v = L_0(w_{tot} - w_w)\rho_d,$$

где $L_0 = 93$ Вт·час/кг (80 ккал/кг) – удельная теплота фазовых превращений вода–лед в расчете на единицу массы; ρ_d – плотность сухого грунта, кг/м³ [104].

Температуропроводность является весьма важной характеристикой мерзлых горных пород, поскольку температура пород в мерзлом состоянии существенно влияет на все другие их свойства, обычно определяется экспериментальным путем (метод регулярного режима, метод температурной волны и др.).

Температуропроводность пород выражается через коэффициент температуропроводности a , м²/с, который является показателем инерционности температурного поля и связан с коэффициентами теплоемкости и теплопроводности следующим соотношением: $a = \lambda/C$. Температуропроводность мерзлых пород, особенно песчаных, при большой влажности во многих случаях выше, чем коэффициент a этих же пород в талом состоянии.

6.2. Пучинистые свойства грунтов

Под морозным пучением понимается внутриобъемное деформирование промерзающих влажных дисперсных грунтов, приводящее к увеличению их объема вследствие кристаллизации в них воды и разуплотнения минеральной составляющей при образовании ледяных включений в виде прослоек, линз, поликристаллов и т. д. На территории России широко распространены пучинистые грунты: глины, суглинки, супеси, пески пылеватые и мелкие. При определенной влажности эти грунты, замерзая в зимний период, увеличиваются в объеме, что приводит к подъему слоев грунта в пределах глубины его промерзания. Находящиеся в таких грунтах фундаменты также подвергаются подъему, если действующие на них нагрузки не уравновешивают силы пучения. Поскольку деформации пучения грунта, как правило, неравномерны, происходит неравномерный подъем фундаментов, который со временем накапливается. В результате этого надфундаментные конструк-

ции зданий и сооружений претерпевают недопустимые деформации и разрушаются. Деформациям от пучения грунта особенно подвержены легкие сооружения, к числу которых относится большинство малоэтажных сельских зданий.

Геокриологическое обеспечение включает определение расчетными методами следующих характеристик морозоопасных свойств грунтов:

- относительную (ε_f) и абсолютную (h_f) величины деформаций морозного пучения грунтов и оснований;
- давление морозного пучения (p_f), нормального к подошве фундамента или иной конструкции, взаимодействующей с промерзающим грунтом;
- удельного значения (τ) касательной силы морозного пучения, действующей вдоль боковой поверхности фундамента или стены, заглубленной в грунт;
- предельного сопротивления сдвигу оттаивающего грунта (τ_{th});
- угла внутреннего трения оттаивающего грунта (φ_{th}) сезоннопромерзающего слоя;
- удельного сцепления оттаивающего грунта (c_{th}) сезоннопромерзающего слоя.

Перечисленные характеристики используются при разработке проекта фундаментов легких зданий и сооружений, а также при составлении проекта производства работ по устройству фундаментов с целью принятия инженерных решений: по обеспечению устойчивости откосов котлованов или креплений их стенок в процессе промерзания и последующего оттаивания грунтов; установлению несущей способности и темпов нагружения оттаявшего естественным или искусственным путем грунтов основания; обеспечению устойчивости и надежности фундаментов и подземных конструкций при возведении их в зимних условиях; оценке морозоопасных свойств сезонно-промерзающих или искусственно замораживаемых грунтов при изменении гидрологических условий площадки строительства.

Классификационным показателем глинистых грунтов (табл. 2.3) **является относительная деформация морозного пучения** ε_f (синонимы: f – относительное пучение, коэффициент пучения, интенсивность пучения, степень пучинистости), которая определяется, согласно ГОСТ 28622 [39], по результатам испытаний образцов грунта в специальных установках, обеспечивающих промораживание образца исследуемого грунта в заданных температурном и влажностном режимах. Относительную деформацию грунта ε_f вычисляют с точностью 0,01 по формуле

$$\varepsilon_f = h_f / d_i,$$

где h_f – вертикальная деформация морозного пучения образца грунта, мм; d_i – фактическая толщина промерзшего слоя образца грунта, мм.

Значение ε_f вычисляют как среднее арифметическое результатов параллельных определений. В случае если разница между параллельными определениями превышает 30 %, число определений следует увеличить.

Метод определения относительной деформации морозного пучения [39] распространяется на пылевато-глинистые, крупнообломочные (с содержанием пылевато-глинистого заполнителя более 10 % общей массы), песчаные (с содержанием частиц мельче 0,05 мм более 2 % общей массы), биогенные и искусственные грунты и устанавливает метод лабораторного определения степени их пучинистости при исследованиях грунтов для строительства. Метод не распространяется на засоленные грунты.

Испытания проводят на образцах грунта ненарушенного сложения с природной или заданной влажностью или на искусственно приготовленных образцах с заданной плотностью и влажностью, значения которых устанавливаются программой испытаний в зависимости от возможных изменений воднофизических свойств грунта в процессе строительства и эксплуатации сооружения.

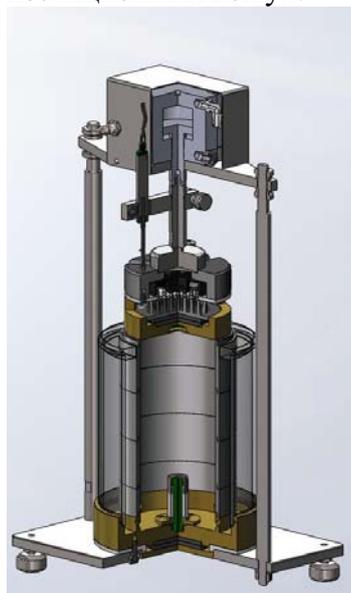
Испытания проводят не менее чем для трех параллельных образцов исследуемого грунта. В случае отбора грунта в мерзлом состоянии его предварительно оттаивают под

давлением, равным давлению от собственного веса грунта на горизонте отбора монолита. Образцы грунта, предназначенные для испытаний, должны иметь цилиндрическую форму диаметром не менее 100 мм и высотой (150 ± 5) мм. Торцевые поверхности образцов должны быть плоскими и параллельными между собой и иметь ориентацию, соответствующую природному залеганию. *Размер крупноблочных включений в образце не должен превышать 20 мм.*

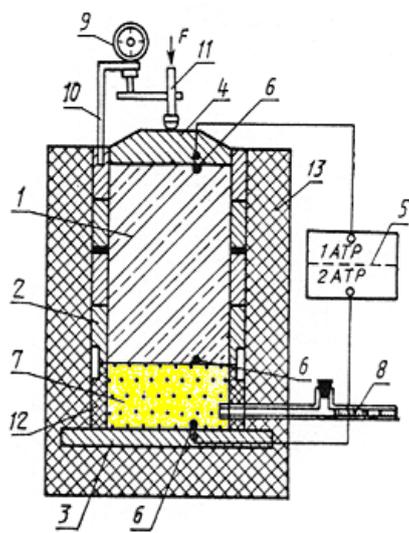
Образец грунта ненарушенного сложения вырезают с помощью металлической формы, внутренние размеры которой соответствуют размерам образца грунта, методом режущего кольца. С помощью приспособления для выдавливания образец грунта извлекают из формы и помещают в обойму установки для испытаний. Неровности поверхности образца крупнообломочного грунта выравнивают материалом заполнителя того же грунта.

Образец грунта нарушенного сложения с заданными значениями плотности и влажности приготавливают в разъемных формах методом послойного трамбования или под прессом. Разъемной формой должна служить обойма, помещаемая вместе с грунтом в установку для испытаний. Внутреннюю поверхность формы смазывают при изготовлении образца тонким слоем технического вазелина или покрывают слоем антифрикционного материала (например, полиэтиленовой пленкой). *Образцы, искусственно приготовленные из пылевато-глинистого грунта*, предварительно промораживают и оттаивают при подтоке воды в промерзающий грунт. Число циклов промораживания-оттаивания должно быть не менее двух.

В состав установки для определения относительной деформации морозного пучения (рис. 6.1) должны входить: устройство для создания, поддержания и контролирования заданных условий промораживания образца грунта (верхняя и нижняя термостатированные плиты, жидкостной ультратермостат или термоэлектрическая батарея, термоконтакты, термомпары и т. д.); механизм для вертикального нагружения образца грунта (рычажные, гидравлические, пневматические, электромеханические и др. прессы); устройство для измерения вертикальных деформаций образца грунта (приборы для автоматической записи деформаций, индикатор часового типа и т. д.); обойма для помещения образца грунта; устройство, обеспечивающее непрерывный порядок воды к нижнему торцу образца грунта (поддон для обоймы, заполненный капиллярно-пористым материалом, и система подачи воды); теплоизоляционный кожух.



а



б

Условные обозначения:

- 1 – образец грунта;
- 2 – обойма;
- 3 – нижняя термостатированная плита;
- 4 – верхняя термостатированная плита;
- 5 – блок автоматического терморегулирования;
- 6 – датчики температуры;
- 7 – капиллярно-пористый материал;
- 8 – устройство для подачи воды;
- 9 – индикатор перемещения;
- 10 – кронштейн;
- 11 – шток механизма для нагружения образца грунта;
- 12 – поддон обоймы;
- 13 – теплоизоляционный кожух

Рис. 6.1. Установка для определения относительной деформации морозного пучения:

а – установка производства ООО «НПП «Геотек»» [140];

б – схема установки для определения степени пучинистости грунтов [39]

Конструкция установки должна обеспечивать: промораживание образца грунта при температуре на верхнем его торце минус $(4 \pm 0,2)^\circ\text{C}$ и при монотонном понижении температуры на нижнем торце образца от плюс 1 до 0°C , что обеспечивается автоматическим поддержанием температуры нижней термостатированной плиты плюс $(1 \pm 0,2)^\circ\text{C}$; возможность вертикального нагружения образца грунта давлением, равным давлению от собственного веса грунта на горизонте отбора образца, или давлением, равным предполагаемому давлению от постоянных нагрузок на заданной глубине, но не более $0,05\text{ МПа}$; термическое сопротивление теплоизоляционного кожуха не менее $0,8\text{ м}^2\text{ К/Дж}$. Измерительные устройства (приборы) должны обеспечивать: измерение вертикальной деформации образца грунта с погрешностью не более $0,1\text{ мм}$; измерение температуры образца грунта с погрешностью не более $0,2^\circ\text{C}$.

Обойму цилиндрической формы для помещения образца грунта изготавливают из малотеплопроводного материала (например, органического стекла). Обойма должна состоять из отдельных колец высотой $2\dots 5\text{ см}$, соединенных между собой, и иметь внутренний диаметр не менее 100 мм и высоту 150 мм . В качестве капиллярно-пористого материала для поддона обоймы может быть использован чистый мелкозернистый песок, корборунд и т. п. Высота слоя капиллярно-пористого материала должна составлять 50 мм .

Образец грунта в обойме, смазанной внутри тонким слоем технического вазелина или покрытой слоем антифрикционного материала, помещают в установку на увлажненный капиллярно-пористый материал поддона и проводят следующие операции: на верхний торец образца устанавливают термостатированную плиту; проверяют положение штока механизма для нагружения образца по отношению к центру образца; устанавливают прибор для измерения вертикальных деформаций образца грунта; подключают систему непрерывного подтока воды к образцу; к образцу грунта плавно, не допуская ударов, прикладывают нагрузку; записывают начальные показания приборов.

Установку помещают в холодильную камеру и выдерживают при температуре плюс $(1 \pm 0,5)^\circ\text{C}$ не менее суток. Для задания температурного режима промораживания образца включают автоматизированную систему, в ходе испытания через каждые 12 ч снимают показания приборов для измерения вертикальной деформации образца грунта и температуры верхней и нижней термостатированной плиты. Во избежание переохлаждения грунта через 12 ч с начала испытания следует вызвать начало кристаллизации влаги в образце легким постукиванием по верхней термостатированной плите. Во время испытания необходимо следить за непрерывностью подтока воды к образцу. Испытание прекращают при достижении температуры 0°C на нижнем торце образца.

Сразу после окончания испытания образец извлекают из обоймы, разрезают вдоль вертикальной оси, измеряют фактическую толщину промерзшего слоя (за исключением зоны пластично-мерзлого грунта) и описывают его криогенную текстуру.

Пучинистые свойства несвязных грунтов предварительно оцениваются на основании выявления их зернового состава (рис. 6.2).

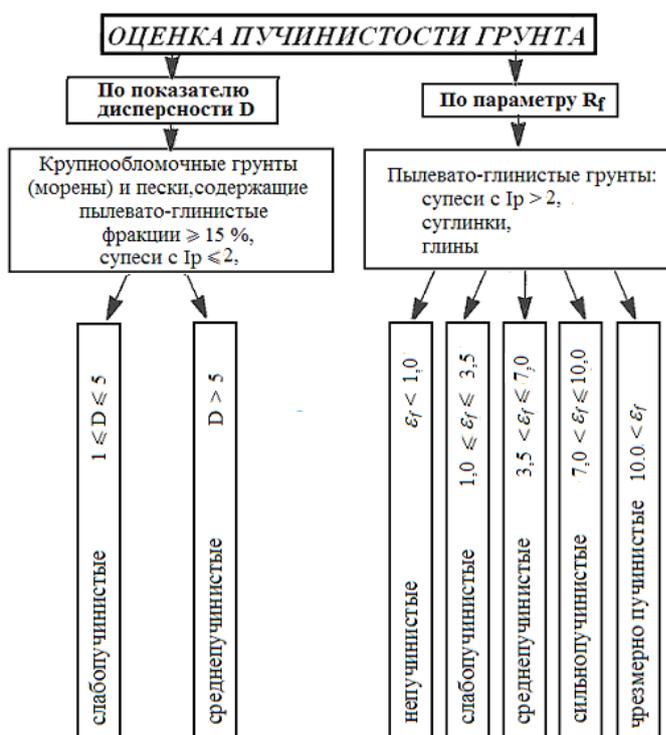


Рис. 6.2. Схема оценки пучинистости грунтов [101]

Пучинистые свойства крупнообломочных грунтов и песков, содержащих пылевато-глинистые фракции, а также супесей при $I_p \leq 2$ определяются через показатель дисперсности D . Грунты относятся к непучинистым при $D < 1$, к пучинистым – при $D \geq 1$. Для слабопучинистых грунтов показатель D изменяется от 1 до 5 ($1 < D < 5$). Критерий D используется для характеристики пучинистости песчаных и крупносkeletalных грунтов, включающих добавки различных мелких фракций. Пучинистость глинистых грунтов не может характеризоваться только одним критерием D , т. к. помимо дисперсности их пучение зависит от водных свойств.

Значение D определяется по формуле

$$D = \frac{k}{d_0^2 e},$$

где k – коэффициент, равный $1,85 \times 10^{-4} \text{ см}^2$; e – коэффициент пористости; d_0 – средний диаметр частиц грунта, см, определяемый по формуле

$$d_0 = \left(\frac{p_1}{d_1} + \frac{p_2}{d_2} + \dots + \frac{p_i}{d_i} \right)^{-1},$$

где d_i – средний диаметр частиц отдельных фракций, см; p_i – содержание отдельных фракций, д. ед. [101].

Средние диаметры частиц отдельных фракций определяются по их минимальным размерам, умноженным на коэффициент 1,4. За расчетный средний диаметр последней тонкой фракции принимается максимальный размер частиц, деленный на коэффициент 1,4.

По степени пучинистости пылевато-глинистые грунты подразделяются на пять групп [34], приведенных в табл. 6.3. Для сооружений III уровня ответственности допускается определять значения ε_f (%) в зависимости от параметра R_f [10].

Таблица 6.3

Степень пучинистости глинистого грунта [10]

Наименование грунта	Непучинистый $\varepsilon_f < 1,0$	Слабопучинистый $1,0 \leq \varepsilon_f \leq 3,5$	Среднепучинистый $3,5 < \varepsilon_f \leq 7,0$	Сильнопучинистый $7,0 < \varepsilon_f \leq 10,0$	Чрезмерно пучинистый $\varepsilon_f > 10,0$
	Значение параметра R_f				
Супеси с $2 < I_p < 7$	0,0014	0,0014...0,0049	0,0049...0,0098	0,0098...0,0169	0,0169
Супеси пылеватые с $2 < I_p \leq 7$	0,0009	0,0009...0,003	0,003...0,006	0,006...0,0103	0,0103
Суглинки с $7 < I_p < 17$	0,001	0,001...0,0035	0,0035...0,0071	0,0071...0,0122	0,0122
Суглинки пылеватые с $7 < I_p \leq 13$	0,0008	0,0008...0,0027	0,0027...0,0054	0,0054...0,0093	0,0093
Суглинки пылеватые с $13 < I_p \leq 17$	0,0007	0,0007...0,0023	0,0023...0,0046	0,0046...0,0079	0,0079
Глины с $I_p > 17$	0,0012	0,0012...0,0043	0,0043...0,0086	0,0086...0,0147	0,0147

Принадлежность глинистого грунта к одной из групп оценивается параметром R_f , определяемым по формуле [10]

$$R_f = 0,012 \cdot (w - 0,1) + \frac{w(w - w_{cr})^2}{w_L \cdot w_p \sqrt{M_0}}, \quad (6.1)$$

где w , w_p , w_L – влажности в пределах слоя промерзающего грунта, соответствующие природной влажности, и влажности на границах раскатывания и текучести, д. ед.; w_{cr} – расчетная критическая влажность, ниже значения которой прекращается перераспределение влаги в промерзающем грунте, д. ед., определяется по графику рис. 6.3; M_0 – безразмерный коэффициент, равный при открытой поверхности промерзающего грунта абсолютному значению среднезимней температуры воздуха (принимается по СНиП 2.02.01. Строительная климатология и геофизика).

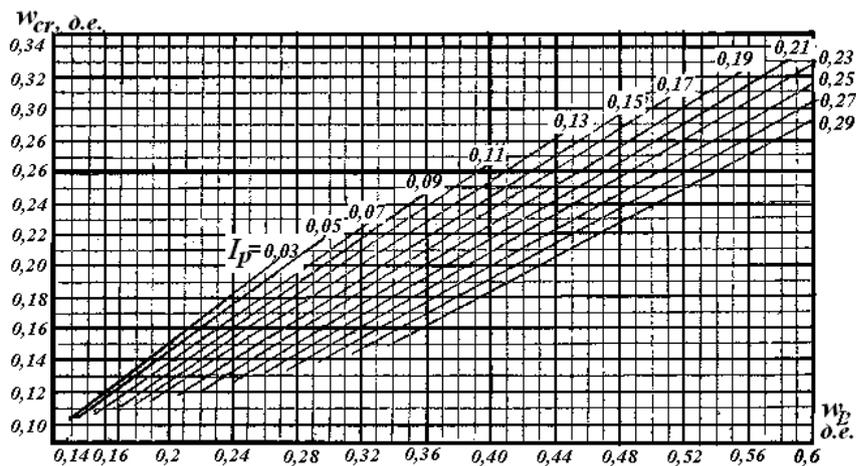


Рис. 6.3. Значение критической влажности w_{cr} в зависимости от числа пластичности I_p и границы текучести w_L [10]

Значение R_f рассчитывается по формуле (6.1), если плотность сухого грунта равна $1,5 \text{ т/м}^3$; при иной плотности грунта расчетное значение R_f умножается на отношение $\rho_d / 1,5$, где ρ_d – плотность сухого грунта, т/м^3 .

Если в несвязных грунтах (пески, крупнообломочные породы с песчаным заполнителем) механизм морозного пучения может быть представлен моделью увеличения объема гетерогенной системы за счет расширения при фазовом переходе воды, то в связных грунтах наличие связанной воды обуславливает процесс миграции жидкой фазы, выражающийся в перераспределении влаги начального содержания и накоплении ее в промерзающем грунте вследствие поступления из смежных немерзлых зон. Поэтому *пылевато-глинистые грунты* (суглинки, супеси, глины) со степенью влажности $S_r > 0,9$, или уровень подземных вод которых расположен у границы сезонного промерзания грунта, считаются сильнопучинистыми. *Крупнообломочные грунты с песчаным заполнителем*, а также пески гравелистые, крупные и средние, не содержащие пылевато-глинистых фракций, относятся к непучинистым грунтам при любом положении уровня подземных вод; при водонасыщении в условиях замкнутого объема эти грунты относятся к группе слабопучинистых.

Согласно методике, приведенной в [117], величина относительной деформации морозного пучения (коэффициент морозного пучения) промерзающего слоя глинистого грунта при ненагруженной его поверхности в естественных условиях для случая отсутствия подземных вод или их глубокого расположения определяется по формуле

$$\varepsilon_f = (\alpha w (\rho_d / \rho_w) - \beta) \gamma_T, \quad (6.2)$$

где w – природная влажность грунта перед его промерзанием, д. е.; $\rho_d = \rho / (1 - \beta)$ – плотность скелета грунта при его естественной (природной) плотности ρ , кг/м^3 ; ρ_w – плотность воды, находящейся в порах грунта, $\rho_w = 1000 \text{ кг/м}^3$; γ_T – коэффициент, учитывающий влияние скорости и продолжительности промерзания грунта в районе строительства; α и β – параметры пучинистых свойств грунтов, определяемые по табл. 6.4 в зависимости от вида глинистого грунта, величины числа пластичности I_p и значения влажности грунта на границе текучести w_L .

Коэффициент морозного пучения слоя глинистого грунта, воспринимающего внешнее давление от сооружения при отсутствии подземных вод или их глубокого расположения, определяется по формуле

$$\varepsilon_f = (\alpha w (\rho_d / \rho_w) - \beta - \psi \sigma) \gamma_T, \quad (6.3)$$

где σ – среднее дополнительное вертикальное напряжение в промерзающем слое грунта, МПа; ψ – параметр, учитывающий влияние внешнего давления на интенсивность морозного пучения грунта, МПа^{-1} (определяется по табл. 6.4).

Коэффициент морозного пучения слоя глинистого грунта при отсутствии на его поверхности нагрузки в условиях близкого расположения уровня подземных вод у границы промерзания определяется по формуле

$$\varepsilon_f = (\alpha w(\rho_d / \rho_w) - \beta - \psi) \gamma_T \chi,$$

где χ – коэффициент, учитывающий влияние подземных вод на интенсивность процесса миграции влаги и морозного пучения, определяемый по формуле

$$\chi = (z_{\max} d_{ws}) / (z + d_{ws}),$$

где z – расстояние от границы сезонного промерзания до уровня подземных вод, м, z_{\max} – то же, когда влияние подземных вод можно не учитывать ($z \geq z_{\max}$), устанавливается по табл. 6.5; d_{ws} – глубина зоны всасывания, в пределах которой происходит миграция влаги к границе промерзания, равная 0,30 м.

Коэффициент морозного пучения слоя глинистого грунта, воспринимающего внешнее давление от сооружения в условиях близкого расположения уровня подземных вод у границы промерзания, определяется по формуле

$$\varepsilon_f = (\alpha w(\rho_d / \rho_w) - \beta - \psi \sigma) \gamma_T \chi.$$

Коэффициент морозного пучения слоя песка крупной или средней крупности при невозможности отжатия влаги от границы промерзания определяется по формуле

$$\varepsilon_f = 0,09 S_r e(\rho_d / \rho_s),$$

где ρ_s – плотность минеральных частиц, величина которой может быть принята равной 2650 кг/м³; $S_r = w\rho_s / e\rho_w$ – степень влажности песка перед промерзанием, д. ед.; $e = (\rho_s - \rho_d) / \rho_d$ – коэффициент пористости песка, д. ед.

Таблица 6.4

Значения параметров пучинистых свойств α , β , ψ глинистых грунтов [117]

Наименование грунта и число пластичности	Влажность грунта на границе текучести w_L , д. ед.	Параметры		
		α	β	ψ
Супеси $2 < I_p \leq 7$	0,15	0,216	0,025	0,028
	0,25	0,174	0,037	0,029
	0,33	0,155	0,043	0,030
Супеси пылеватые $2 < I_p \leq 7$	0,15	0,302	0,041	0,034
	0,25	0,245	0,058	0,035
	0,33	0,228	0,071	0,036
Суглинки $7 < I_p \leq 17$	0,20	0,310	0,048	0,050
	0,30	0,242	0,054	0,052
	0,40	0,202	0,056	0,054
	0,50	0,168	0,058	0,056
Суглинки пылеватые $7 < I_p \leq 13$	0,20	0,268	0,029	0,056
	0,30	0,237	0,046	0,058
	0,40	0,224	0,062	0,060
Суглинки пылеватые $13 < I_p \leq 17$	0,20	0,234	0,015	0,059
	0,30	0,199	0,026	0,061
	0,40	0,189	0,039	0,064
	0,50	0,184	0,050	0,068
Глины $I_p > 17$	0,25	0,176	0,017	0,050
	0,35	0,149	0,021	0,052
	0,45	0,141	0,029	0,054
	0,55	0,134	0,035	0,056
	0,65	0,131	0,040	0,058

В условиях промерзания крупных и средней крупности песков с отжатием воды от фронта промерзания коэффициент морозного пучения может быть менее 0,01.

Коэффициент морозного пучения слоя пылеватого и мелкого песка определяется по формуле

$$\varepsilon_f = 0,09S_r e(\rho_d / \rho_s) \chi.$$

Здесь глубина зоны всасывания d_{ws} принимается равной 0,4 м.

Величина абсолютной деформации морозного пучения (величина пучения) слоя грунта при отсутствии на его поверхность внешней нагрузки определяется из выражения

$$f_f = \varepsilon_f d_f,$$

где ε_f – коэффициент морозного пучения слоя грунта при ненагруженной поверхности, величина которого определяется в зависимости от положения уровня подземных вод, д. ед.; d_f – глубина промерзания грунта, м.

Таблица 6.5

Значение максимального расстояния до уровня подземных вод z_{max}

Наименование грунта	Значение z_{max} , м
Глины с монтмориллонитовой и иллитовой основой	3,5
Глины с каолинитовой основой	2,5
Суглинки пылеватые с $I_p > 0,13$	2,5
Суглинки с $I_p > 0,13$	2,0
Суглинки пылеватые с $I_p \leq 0,13$	2,0
Суглинки с $I_p \leq 0,13$	1,8
Супеси пылеватые с $I_p > 0,02$	1,5
Супеси с $I_p > 0,02$	1,3
Супеси с $I_p \leq 0,02$, пески пылеватые	1,0
Пески мелкие	0,8

Величина абсолютной деформации морозного пучения грунта основания в пределах сжимаемой толщи (при местной нагрузке на основание) определяется по формуле

$$f_f = \varepsilon_f h_f,$$

где ε_f – средневзвешенное значение коэффициента **морозного** пучения грунта, определяемое по формуле (6.3) с учетом средней величины дополнительного напряжения в промерзшем слое грунта толщиной h_f .

Величина максимального значения нормального давления морозного пучения глинистого грунта по подошве фундамента или к поверхности иной конструкции, определяется по формуле

$$p_{fmax} = (\alpha w(\rho_d / \rho_w) - \beta) / \psi,$$

где p_{fmax} – максимальное значение удельного нормального давления морозного пучения грунта, МПа; остальные значения указаны выше.

Величина удельного нормального давления морозного пучения песка пылеватого и мелкого может быть вычислена по формуле

$$p_{fmax} = 0,09S_r e(\rho_d / \rho_s) / \psi,$$

где ψ – коэффициент, величина которого принимается для песка пылеватого 0,042, а для мелкого песка – 0,049 [117].

В соответствии с нормами по проектированию оснований зданий и сооружений глубина заложения фундаментов в пучинистых грунтах должна приниматься не менее расчетной глубины промерзания. В этом случае подошва фундамента освобождается от воздействия нормальных сил пучения. Однако глубоко заложённые фундаменты имеют развитую боковую поверхность, по которой действуют касательные силы пучения. Эти силы превосходят нагрузки, передаваемые легкими зданиями на фундаменты, в результате чего фундаменты выпучиваются. Определяются эти силы в полевых условиях согласно ГОСТ 27217.

7. ХИМИЧЕСКИЕ СВОЙСТВА ГРУНТОВ

Химические свойства грунтов характеризуют происходящие в них химические изменения, их способность участвовать в химических взаимодействиях с различными веществами. Они проявляются во всевозможных химических реакциях, протекающих в грунтах, но наиболее важными из них являются растворимость грунтов, особенности кислотно-основных свойств, их химическая агрессивность.

7.1. Растворимость грунтов, ее основные характеристики и методы их определения

Растворимостью грунтов называется их способность образовывать с другими веществами растворы, т. е. гомогенные смеси переменного состава. Количественно растворимость характеризуется максимальным количеством грунта (или минерала), способным раствориться в данном растворителе при определенных P и T , т. е. концентрацией насыщенного, или равновесного, раствора, измеряемой, например, в мг/л, в молярной (моль/м³) или моляльной (кмоль/1000 кг) формах. Растворимость минералов и веществ в грунтах удобно также характеризовать *произведением растворимости* (ПР) – произведением молярных концентраций (активностей) катионов и анионов минерала или вещества в его насыщенном растворе [50].

В инженерно-геологических целях важно знать наиболее растворимые разности, к которым относятся, прежде всего, галоидные грунты, содержащие галит, сильвин, некоторые типы карбонатных грунтов (известняк, доломит, мел, мергель), сульфатные грунты, содержащие гипс, ангидрит, а также засоленные грунты и др. Во всех случаях примесь в грунтах хорошо растворимых в воде минералов класса простых солей с ионным типом связей и обладающих сравнительно невысокими энергиями кристаллических решеток повышает их растворимость.

К *засоленным грунтам* следует относить грунты, в которых содержание легко- и среднерастворимых (водорастворимых) солей превышает величины, указанные в табл. 7.1.

Таблица 7.1

Минимальное содержание легко- и среднерастворимых солей в грунтах [111]

Наименование засоленных грунтов	Минимальное суммарное содержание солей в % от веса воздушно-сухого грунта
Крупнообломочный: при содержании песчаного заполнителя 40 % и более при содержании заполнителя в виде суглинка 30 % и более при содержании заполнителя в виде супеси 30 % и более	3 10 5
Песок	3
Супесь	5
Суглинок	10

К *легкорастворимым солям* относятся: хлориды NaCl, KCl, CaCl₂, MgCl₂; бикарбонаты: NaHCO₃, Ca(HCO₃)₂, Mg(HCO₃)₂; карбонат натрия Na₂CO₃; сульфаты магния и натрия MgSO₄, Na₂SO₄. К *среднерастворимым солям* относятся гипс CaSO₄ · 2H₂O и ангидрит CaSO₄.

Засоленные грунты приурочены к пустынным и полупустынным, реже – к степным зонам, то есть к районам с отрицательным водным балансом, а также к участкам, расположенным в зонах гипергенеза горных пород, содержащих нестойкие компоненты (сульфатные, галлоидные и др.). Они слагают солончаки, солоды, солонцы, такыры, которые различаются составом и содержанием легкорастворимых солей и формируются на пони-

женных элементах рельефа: шлейфах склонов, низменностях, берегах соленых озер и лиманов, во впадинах на поймах, в днищах степных блюдц суффозионного происхождения, где минерализованные воды стоят близко к земной поверхности (1...3 м).

Содержание водорастворимых солей в грунтах зоны аэрации зависит от многих факторов, прежде всего от климатических условий, которые определяют количество выпадающих осадков, способных вымывать соли. Процесс засоления грунтов проявляется в следующих условиях:

- при горизонтальной миграции солей и осаждении их из подземных вод в районах гор и предгорий, в субаэральных дельтах и предгорных равнинах;
- в результате вертикальной миграции солей при испарении поровых растворов; вследствие выветривания горных пород, содержащих нестойкие компоненты (карбонатные, сульфатные, галлоидные горные породы);
- при фильтрации через грунты жидких отходов из шламонакопителей, солеотвалов, растворонесущих коммуникаций промышленных предприятий и т. п.

Засоленные грунты, залегающие в основании сооружений на континентальном шельфе, как правило, не оказывают негативного воздействия на устойчивость сооружений, поскольку в морских условиях невозможно их рассоление и возникновение деформаций суффозионного сжатия.

Засоленные грунты характеризуют следующие показатели [111]:

- степень растворимости в воде (q_{sr});
- степень засоленности (D_{sal});
- абсолютное суффозионное сжатие (Δh_{sf});
- относительное суффозионное сжатие (ε_{sf});
- начальное давление суффозионного сжатия (p_{sf});
- степень выщелачивания солей (β).

Степень растворимости в воде q_{sr} , г/л, – характеристика, отражающая способность грунтов растворяться в воде и выражающаяся в количестве водорастворимых солей. По степени растворимости грунты подразделяют согласно табл. 7.2.

Таблица 7.2

Классификация грунтов по степени растворимости в воде

Разновидность грунтов	Количество водорастворимых солей q_{sr} , г/л
Нерастворимый	$q_{sr} \leq 0,01$
Труднорастворимый	$0,01 < q_{sr} \leq 1$
Среднерастворимый	$1 < q_{sr} \leq 10$
Легкорастворимый	$10 < q_{sr} \leq 100$
Сильнорастворимый	$q_{sr} > 100$

Степенью засоленности D_{sal} , %, называется отношение массы водорастворимых солей в определенном объеме грунта к массе сухого грунта данного объема. По степени засоленности D_{sal} грунты подразделяются согласно табл. 7.3 [113].

Степенью выщелачивания солей β называется отношение массы выщелоченных из грунта солей к их начальной массе.

Абсолютным суффозионным сжатием Δh_{sf} , мм, называется уменьшение первоначальной высоты образца грунта за счет химической суффозии при постоянном вертикальном давлении и непрерывной фильтрации воды или растворов, фильтрация которых возможна в основании сооружения.

Относительным суффозионным сжатием ε_{sf} называется отношение абсолютного суффозионного сжатия к высоте образца грунта природной влажности при природном давлении.

Начальным давлением суффозионного сжатия p_{sf} , МПа, называется минимальное давление, при котором проявляется суффозионное сжатие грунта.

Классификация грунтов по степени засоленности [34]

Разновидность грунтов	Степень засоленности грунтов D_{sal} , %				
	легко растворимыми солями		среднерастворимыми (гипс, ангидрит) солями		
	хлоридное, сульфатно-хлоридное засоление	сульфатное, хлоридно-сульфатное засоление	суглинок	супесь	песок
Незасоленный	$<0,5$	$<0,5$	$D_{sal} \leq 5$	$D_{sal} \leq 5$	$D_{sal} \leq 3$
Слабозасоленный	$0,5 \leq D_{sal} < 2,0$	$0,5 \leq D_{sal} < 1,0$	$5 < D_{sal} \leq 10$	$5 < D_{sal} \leq 10$	$3 < D_{sal} \leq 7$
Среднезасоленный	$2,0 \leq D_{sal} < 5,0$	$1,0 \leq D_{sal} < 3,0$	$10 < D_{sal} \leq 20$	$10 < D_{sal} \leq 20$	$7 < D_{sal} \leq 10$
Сильнозасоленный	$5,0 \leq D_{sal} \leq 10,0$	$3,0 \leq D_{sal} \leq 8,0$	$20 < D_{sal} \leq 35$	$20 < D_{sal} \leq 30$	$10 < D_{sal} \leq 15$
Избыточно засоленный	$D_{sal} > 10,0$	$D_{sal} > 8,0$	$D_{sal} > 35$	$D_{sal} > 30$	$D_{sal} > 15$

Последние три характеристики (Δh_{sf} , ε_{sf} , p_{sf}) определяют по результатам испытаний образцов грунта в компрессионно-фильтрационных приборах (см. п. 8.3.2.2), исключая возможность бокового расширения образца грунта при нагружении его вертикальной нагрузкой. Для детального изучения отдельных участков строительной площадки показатели определяют полевыми испытаниями статической нагрузкой с длительным замачиванием основания. При наличии результатов полевых испытаний и опыта строительства в аналогичных инженерно-геологических условиях указанные характеристики допускается определять только лабораторными методами. Нормативные значения характеристик засоленных грунтов ε_{sf} и p_{sf} вычисляют как средние значения результатов их определений. Расчетные значения допускается принимать равными нормативным ($\gamma_g = 1$).

При проведении инженерно-геологических изысканий в районах распространения засоленных грунтов следует устанавливать качественный состав и количественное содержание водорастворимых солей и их способность к растворению.

Определение содержания солей в грунтах. Содержание легкорастворимых солей следует определять с помощью водной вытяжки, а среднерастворимых – с помощью солянокислой вытяжки.

Водная вытяжка. Отбирают среднюю пробу грунта (300...500 г), растирают и просеивают через сито с отверстиями в 1 мм. Определяют гигроскопическую влажность грунта. Отбирают «среднюю аналитическую пробу» 50 или 100 г (в зависимости от качественно-количественной пробы на Cl^- и SO_4^{2-}). К навеске прибавляют пятикратное (1:5) количество дистиллированной воды, лишенной CO_2 (если в грунте содержится большое количество сульфата натрия, то лучше приготовить вытяжку 1:10). Смесь взбалтывают в течение 5 мин, после чего вытяжку полностью отфильтровывают через фильтр из плотной бумаги. Анализ водной вытяжки производят по общепринятым методикам с определением величины сухого остатка, pH и содержания ионов CO_3^{2-} , HCO_3^- , Cl^- , SO_4^{2-} , Ca^{2+} , Mg^{2+} , Na^+ , K^+ в мг-экв на 100 г породы или в процентах к массе породы.

Солянокислая вытяжка. Из воздушно-сухого грунта, просеянного через сито 0,25 мм, берут навеску 2,5 г из расчета на абсолютно сухую массу. Разрушают карбонаты крепкой соляной кислотой (1:1). Замачивают навеску в 125 см³ соляной кислоты 0,2 н концентрации (соотношение грунта к кислоте 1:50), тщательно перемешивают и оставляют на 12 ч. Затем раствор отфильтровывают в мерную колбу (250 мл). Остаток на фильтре промывают соляной кислотой (0,2 н) до отрицательной реакции на Ca^{2+} и SO_4^{2-} . Фильтр с осадком прокалывают в тигле и определяют силикатную часть грунта. Фильтрат в колбе доливают до отметки дистиллированной водой и используют для дальнейших определений. По результатам анализа солянокислой вытяжки определяют содержание гипса, а также сульфат-, кальций- и магний-ионов в процентах к массе абсолютно сухого грунта.

Состав и содержание легкорастворимых солей следует определять по результатам анализов водных вытяжек по следующим стандартам: сухой остаток и pH – по ГОСТ 26423, ионов карбонатов и бикарбонатов – по ГОСТ 26424, иона хлорида – аргентометрическим методом или ионометрическим титрованием по ГОСТ 26425, иона сульфата – весовым способом по ГОСТ 26426, ионов кальция и магния – комплексометрическим методом по ГОСТ 26428, ионов калия и натрия – по ГОСТ 26427 с применением пламенного фотометра.

Для исследования состава поровых вод их следует выделять из грунта следующими методами (в зависимости от влажности, консистенции и гранулометрического состава грунтов): центрифугированием, отжатием под давлением, замещением порового раствора нейтральной жидкостью и др.

7.2. Агрессивность грунтов по отношению к бетону и металлам

Агрессивным действием грунтов и грунтовых растворов на бетонные и железобетонные конструкции называется их способность разрушать эти конструкции, воздействуя на них растворенными солями и газами или выщелачивая его составные части. С инженерно-геологической точки зрения наиболее важны два типа химической агрессивности жидкой компоненты по отношению к бетону и металлам. По степени воздействия на строительные конструкции среды разделяются на *неагрессивные, слабоагрессивные, среднеагрессивные и сильноагрессивные*.

Слабая степень агрессивности – степень агрессивного воздействия на бетонные и железобетонные конструкции, при которой разрушение бетона и/или потеря защитного действия его по отношению к стальной арматуре за 50 лет эксплуатации распространяется на глубину до 10 мм; *средняя степень агрессивности* – на глубину до 20 мм; *сильная степень агрессивности* – на глубину более 20 мм [43].

Коррозией называется процесс разрушения металлических элементов подземных конструкций вследствие их химического или электрохимического взаимодействия с окружающей средой. Содержание в грунтах, грунтовых и других водах минеральных солей, органических веществ и газов является основным критерием при оценке их коррозионной активности по отношению к подземным металлическим сооружениям. Подземной коррозии подвержены, главным образом, металлические трубопроводы, подземные резервуары, силовые электрические кабели и др. Наибольшее влияние на условия эксплуатации и срок службы подземных металлических сооружений оказывает коррозионная и биокоррозионная агрессивность окружающей среды, а также блуждающие постоянные токи, источником которых является рельсовый электрифицированный транспорт и переменные токи промышленной частоты. Особенно сильное разрушение наблюдается в условиях совместного воздействия грунта и блуждающих токов. Воздействие каждого из указанных факторов, и тем более их сочетания, может в несколько раз сократить срок службы стальных подземных сооружений и привести к необходимости преждевременной перекладки морально не устаревших трубопроводов и кабелей. Единственным способом борьбы с этим негативным явлением является своевременное выявление воздействий грунтов и грунтовых растворов на металлические конструкции и применение мер по противокоррозионной защите стальных подземных сооружений.

При инженерно-геологических изысканиях для проектирования защиты строительных конструкций от химического и биологического повреждения выполняются следующие работы:

- устанавливаются вид и характер негативных химических и биологических воздействий на элементы зданий и сооружений на основании следующих данных обследования: гидрогеохимических характеристик грунтов и грунтовых вод в районе строительства; степени микробного поражения грунта; наличия в районе строительства зданий и сооружений с потенциальной возможностью загрязнения воздушной среды, грунтов и грунтовых вод; степени биоповреждения строительных конструкций (при реконструкции и капитальном ремонте);

- на основании этих сведений устанавливается степень агрессивного воздействия среды на грунты и основания, бетон, железобетон, натуральный и искусственный камень и другие строительные материалы [118].

Каждый водоносный горизонт в пределах сферы взаимодействия сооружения должен быть охарактеризован *не менее чем тремя* стандартными анализами проб воды, одновременно отобранных в каждый период (сезон) года. Каждый вид агрессивности и коррозионной активности воды-среды в зоне воздействия на строительные конструкции и кабели должен быть также подтвержден не менее чем тремя анализами [109].

7.2.1. Химическая и биологическая агрессивность грунтов по отношению к бетону

В зависимости от характера воздействия агрессивных сред на строительный материал среды подразделяют на химические и биологические (например, прямое воздействие растений, мхов, грибов, бактерий; биохимическая агрессивность, вызванная жизнедеятельностью микроорганизмов; биохимическая газогенерация и т. п.).

Химическая агрессивность влажных грунтов зависит от состава жидкости, растворимых солей, их концентрации и от скорости фильтрации. В этом случае агрессивным будет раствор в порах грунта, и следовательно разрушение строительных конструкций будет протекать по механизму процессов их разрушения в жидких средах. Значения показателей агрессивности жидкой среды для бетонов различных марок по водонепроницаемости и классификация агрессивности грунтов приведены в табл. 7.4 и 7.5.

Таблица 7.4

Степень агрессивного воздействия жидкой среды на бетон [105]

Показатель агрессивности	Показатель агрессивности жидкой среды для сооружений, расположенных в грунтах с K_f свыше 0,1 м/сут, в открытом водоеме и для напорных сооружений при марке бетона по водонепроницаемости				Степень агрессивного воздействия жидкой неорганической среды на бетон
	W4	W6	W8	W10–W12	
Бикарбонатная щелочность HCO_3^- , мг-экв/дм ³	Св. 0 до 1,05	–	–	–	Слабоагрессивная
Водородный показатель pH	Св. 5,0 до 6,5	Св. 4,0 до 5,0	Св. 3,5 до 4,0	Св. 3,0 до 3,5	Слабоагрессивная
	Св. 4,0 до 5,0	Св. 3,5 до 4,0	Св. 3,0 до 3,5	Св. 2,5 до 3,0	Среднеагрессивная
	Св. 0 до 4,0	Св. 0 до 3,5	Св. 0 до 3,0	Св. 0 до 2,0	Сильноагрессивная
Содержание агрессивной углекислоты CO_2 , мг/дм ³	Св. 15 до 40	Св. 40 до 100	Св. 100 до насыщения	–	Слабоагрессивная
	Св. 40 до 100	Св. 100 до насыщения	–	–	Среднеагрессивная
Содержание солей магния, мг/дм ³ , в пересчете на ион Mg^{2+}	Св. 1000 до 2000	Св. 2000 до 3000	Св. 3000 до 4000	Св. 4000 до 5000	Слабоагрессивная
	Св. 2000 до 3000	Св. 3000 до 4000	Св. 4000 до 5000	Св. 5000 до 6000	Среднеагрессивная
	Св. 3000	Св. 4000	Св. 5000	Св. 6000	Сильноагрессивная
Содержание солей аммония, мг/дм ³ , в пересчете на ион NH_4^+	Св. 100 до 500	Св. 500 до 800	Св. 800 до 1000	–	Слабоагрессивная
	Св. 500 до 800	Св. 800 до 1000	Св. 1000 до 1500	–	Среднеагрессивная
	Св. 800	Св. 1000	Св. 1500	–	Сильноагрессивная
Содержание едких щелочей мг/дм ³ , в пересчете на ионы Na^+ и K^+	Св. 50000 до 60000	Св. 60000 до 80000	Св. 80000 до 100000	–	Слабоагрессивная
	Св. 60000 до 80000	Св. 80000 до 100000	Св. 100000 до 150000	–	Среднеагрессивная
	Св. 80000	Св. 100000	Св. 150000	–	Сильноагрессивная
Суммарное содержание хлоридов, сульфатов, нитратов и др. солей, мг/дм ³ , при наличии испаряющихся поверхностей	Св. 10000 до 20000	Св. 20000 до 50000	Св. 50000 до 60000	–	Слабоагрессивная
	Св. 20000 до 50000	Св. 50000 до 60000	Св. 60000 до 70000	–	Среднеагрессивная
	Св. 50000	Св. 60000	Св. 70000	–	Сильноагрессивная

Показатели агрессивности по содержанию хлоридов приведены только для железобетонных конструкций из бетона марки по водонепроницаемости W4–W6. При одновре-

менном содержании сульфатов их количество пересчитывается на содержание хлоридов умножением на 0,25 и суммируется с содержанием хлоридов.

Для оценки характера коррозионного процесса и степени агрессивного действия различных веществ, содержащихся во внешней среде, на строительные материалы из цементного камня и бетона принимаются три основных типа коррозии.

К *первому типу коррозии* цементного камня и бетона относится вымывание (выщелачивание) под действием воды (особенно мягкой) гидроксида кальция, который на поверхности материала, реагируя с углекислым газом, сначала переходит в CaCO_3 , а затем в $\text{Ca}(\text{HCO}_3)_2$. Особенно интенсивно процесс выщелачивания происходит при постоянной фильтрации воды через толщу конструкции.

Таблица 7.5

Классификация грунтов по агрессивности [43]

Зона влажности (по СНиП 23-02-2003)	Показатель агрессивности, мг на 1 кг грунта				Степень агрессивного воздействия на бетонные и железобетонные конструкции
	сульфатов в пересчете на SO_4 для бетонов на			хлоридов в пересчете Cl^- для бетонов на портландцементе, шлакопортландцементе и сульфатостойких цементах	
	портландцементе	портландцементе с содержанием C_3S не более 65 %, C_3A не более 7 %, $\text{C}_3\text{A} + \text{C}_4\text{AF}$ не более 22 % и шлакопортландцементе	сульфатостойких цементах		
Сухая	Св. 500 до 1000	Св. 3000 до 4000	Св. 6000 до 12000	Св. 400 до 750	Слабоагрессивная
	Св. 1000 до 1500	Св. 4000 до 5000	Св. 12 000 до 15000	Св. 750 до 7500	Среднеагрессивная
	Св. 1500	Св. 5000	Св. 15 000 0	Св. 750	Сильноагрессивная
Нормальная и влажная	Св. 250 до 500	Св. 1500 до 3000	Св. 3000 до 6000	Св. 250 до 500	Слабоагрессивная
	Св. 500 до 1000	Св. 3000 до 4000	Св. 6000 до 8000	Св. 500 до 5000	Среднеагрессивная
	Св. 1000	Св. 4000	Св. 8000	Св. 5000	Сильноагрессивная

К *второму типу коррозии* относятся взаимодействия со структурообразующими компонентами бетона растворов кислот, солей и др. соединений, при которых составные части цементного камня растворяются, выносятся из структуры материала или отлагаются в виде аморфной фазы, не оказывающей внутреннего давления на массив конструкции.

Третий вид коррозии – кристаллизационно-фазовая – включает процессы с участием агрессивных водных растворов солей, при которых происходит накопление и кристаллизация продуктов реакции, вызывающие кристаллизационное давление за счет увеличения объема твердой фазы в порах. Кристаллизация этих продуктов создает внутренние напряжения, которые приводят к разрушению структуры.

Механизм действия на бетон сернистого газа и других кислотных компонентов состоит в химическом взаимодействии с гидроксидом кальция. В зависимости от природы реагирующих веществ образуются малорастворимый CaCO_3 , более растворимый $\text{CaSO}_4\text{H}_2\text{O}$ или хорошо растворимый $\text{Ca}(\text{NO}_3)_2$ и др.

Компоненты газовой среды могут вступать во взаимодействие с гидросиликатами и гидратными новообразованиями бетона. Бетоны на пуццолановом цементе более стойки, чем обычные – на портландцементе.

К основным видам химической агрессивности водных растворов по отношению к бетону относятся: *выщелачивающая, магниевая, сульфатная, углекислотная и общекислотная агрессивность* [50].

1. Выщелачивающая агрессивность обуславливается растворением различных составных частей бетона и постепенным выносом их фильтрующимся раствором. Это агрессивность, возникающая за счет ионов HCO_3^- и проявляющаяся в растворении CaCO_3 и выносе из бетона гидроксида кальция $\text{Ca}(\text{OH})_2$. Коррозия бетона вызывается последовательным растворением сначала наиболее растворимого минерала цементного камня портландита $\text{Ca}(\text{OH})_2$, а потом понижением в нем концентрации CaO и других составляющих цементного камня – гидросиликатов и гидроалюминатов. Присутствие в растворе солей

оказывает значительное влияние на растворимость портландита. Одноименные ионы Ca^{2+} и OH^- снижают, а посторонние ионы SO_4^{2-} , Cl^- , Na^+ , K^+ повышают его растворимость.

Выщелачивающая агрессивность происходит в результате растворения CaCO_3 и вымывания из тела бетона несвязанной извести $\text{Ca}(\text{OH})_2$. Этот процесс происходит в том случае, когда содержание HCO_3^- в воде настолько мало, что равновесное ему содержание CO_3^{2-} оказывается меньше того, которое должно быть при данной температуре в равновесии с CO_3^{2-} в атмосфере. В зависимости от сорта цемента вода, согласно нормам, проявляет выщелачивающую агрессивность при минимальном содержании HCO_3^- , равном 0,4...1,5 мг-экв.

Процесс выщелачивания идет интенсивно в мягкой пресной воде, он характеризуется также выносом солей сульфатно-кальциевого состава, которые обуславливают pH растворов в интервале 8–10. При выщелачивании бетона раствором Na_2HCO_3 происходит вынос солей в основном сульфатно-хлоридного кальциево-магниевого состава при pH среды 9,4...9,9. Выщелачивание бетона растворами NaCl характеризуется выносом солей преимущественно сульфатно-карбонатного кальциево-магниевого состава при pH среды 8,2...9,6.

2. Магнезиальная агрессивность возникает за счет присутствия в поровом растворе грунта ионов Mg^{2+} и также проявляется в разрушении бетона. Она широко распространена в приморских районах, вызывается солями (как правило, сульфатами и хлоридами) магния, вступающими в обменную реакцию с портландитом, в процессе которой гидроксид магния выпадает в осадок в порах и трещинах бетонной конструкции, а соли кальция выносятся раствором, причем образующийся при этом сернокислый кальций также может оказывать значительное коррозионное воздействие на бетон. Магнезиальная агрессивность возникает в зависимости от сорта цемента при содержании Mg^{2+} 750 мг/л и выше.

3. Сульфатная агрессивность возникает за счет присутствия в поровом растворе грунтов ионов SO_4^{2-} и проявляется в формировании сначала гипса – кристаллогидратов сульфата кальция $\text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$, а затем – гидросульфатоалюмината кальция (так называемой «цементной бациллы», или этtringита), увеличивающих при кристаллизации свой объем до 2,5 раз и приводящих к вспучиванию и разрушению бетона. Сульфатной агрессивности способствуют и обменные реакции между $\text{Ca}(\text{OH})_2$, цементным камнем и сернокислыми солями, содержащимися и поровой воде или грунте (присутствие гипса, пирита и др.). Сульфатная агрессивность проявляется при большом содержании SO_4 (при сульфатостойких цементах содержание SO_4 4000 мг/л и более, при обычных цементах – 250 мг/л и более). Подобный вид разрушения бетона встречается часто в грунтах с переменным уровнем грунтовых вод или при контакте бетонных конструкций с периодически увлажняемыми засоленными грунтами.

4. Углекислотная (карбонатная) агрессивность возникает за счет формирования в поровом растворе грунта агрессивной угольной кислоты H_2CO_3 , которая также провоцирует процесс разрушения бетона вследствие растворения CaCO_3 . Она часто возникает совместно с выщелачивающей агрессивностью, чему способствует повышенное содержание в поровом растворе CO_2 , что приводит к образованию растворимых бикарбонатов кальция, способных к выщелачиванию [50].

5. Общекислотная агрессивность возникает при понижении значений pH среды. Все грунты характеризуются определенной кислотностью, под которой понимают свойство грунта, обусловленное его химическим составом, активностью и содержанием ионов H^+ . Универсальным показателем кислотно-основных свойств грунта является pH, величина которого может меняться в грунтах в широком диапазоне. Общая кислотность грунта обусловлена суммой диссоциированных (актуальная кислотность) и фиксированных (потенциальная кислотность) ионов H^+ .

Актуальная (активная или реальная) кислотность грунта обусловлена свободными ионами H^+ порового раствора грунта, находящимися в равновесии с другими ионами. Обычно ее измеряют потенциометрически после длительного (несколько часов) взаимодействия системы грунт-вода в соотношении 1:2,5. Обозначают актуальную кислотность как pH (H_2O).

Потенциальная кислотность грунта обусловлена ионами H^+ , находящимися в его поглотительном комплексе и способными замещаться металлами при титровании грунта основанием. Она зависит от способности минералов и органических коллоидов фиксировать ионы H^+ .

Аналогично выделяют *актуальную щелочность грунта*, обусловленную свободными ионами OH^- . Ее определяют в поровом растворе, грунтовой пасте суспензии, вытяжке и др. Она также характеризуется величиной рН ($pOH = 14 - pH$). Кроме того, необходимо различать *общую щелочность грунта* – показатель, характеризующий общее количество основных компонентов в данном грунте. Ее также называют титруемой. Кроме общей щелочности определяют также конкретные виды щелочности, обусловленные карбонатными, боратными, сульфидными и другими ионами, а также органическими компонентами.

Для портландцемента поровая вода агрессивна при $pH < 6$ (она также повышает растворимость кальцита, что ведет к разрушению бетона за счет выщелачивания $CaCO_3$); для шлакового портландцемента – при $pH < 6,7$; для пуццоланового цемента – при $pH < 5$.

Величина рН формируется под влиянием многих факторов, она зависит от состава обменных катионов, химико-минерального состава грунта, содержания и состава водорастворимых солей, от характера минерализации грунтовых вод, климатических условий, техногенных воздействий и др. В различных грунтах величина рН изменяется в широких пределах – от 3,0...3,5 до 8,0...9,5 и выше. Так, в кислых болотных водах $pH = 2,8...4,0$, в водах пойменных болот – до 8,5, в солонцах и солончаках – 8...9. Большие колебания рН наблюдаются в лёссах, находящихся в разных физико-географических зонах: в лесной 4,5...7,0, в степной зоне до 7...8.

Установлено, что грунты, имеющие в составе свободный карбонат кальция, как правило, имеют щелочную реакцию среды. В почвах и других грунтах зоны аэрации в связи с инфильтрационным выщелачиванием щелочность их среды обычно возрастает сверху вниз. Отмечается и прямая связь рН грунтов зоны аэрации с количеством выпадающих осадков: с их возрастанием рН снижается. В пределах одной климатической зоны величина рН грунтов зоны аэрации также зависит от элементов рельефа территории, определяющих тип ее промывного режима. Поэтому на возвышенностях, где выпадает больше осадков и интенсивнее идет инфильтрация, выщелоченность грунтов выше, чем в соседних с ними низменностях.

В районах интенсивного техногенного воздействия величина рН грунтов зависит от условий техногенной геохимической миграции различных элементов и может от нейтральной среды смещаться как в кислую, так и щелочную область. Сильное влияние на рН грунтов оказывают кислотные дожди, имеющие рН 3,0...3,5 [50].

В естественных условиях чаще встречается *смешанная коррозия*, но всегда можно выделить преобладающее действие какого-либо вида, а затем проследить и учесть роль вторичных для данного случая коррозии факторов. Для каждого вида могут быть установлены общие закономерности, а в соответствии с этим и общие меры борьбы с разрушением строительных конструкций и возможность обеспечения необходимой долговечности сооружений.

Степень агрессивного воздействия на бетонные и железобетонные конструкции грибов и тионовых бактерий зависит от проницаемости бетона и понижается с повышением марки бетона по водонепроницаемости. Для других биологически активных сред оценка степени агрессивного воздействия на бетонные и железобетонные конструкции выполняется на основании специальных исследований. Сложность таких оценок обусловлена тем, что агрессивность микробиоты подземного пространства зависит не только от количества и видового состава биодеструкторов, но и от температуры, влажности, аэрации, наличия или отсутствия органических веществ в грунте, антропогенных факторов и т. п. Большое разнообразие микроорганизмов в грунте и их способность быстро адаптироваться к меняющимся условиям среды делают количественные оценки микробиоты, с точки зрения опасности для

материалов, практически неразрешимой задачей. Но для принятия технических решений по защите подземных сооружений от агрессивных воздействий подземной среды такая оценка необходима. При проведении экспертных оценок специалистов необходимо учитывать следующие факторы, которые определяются в пробах грунта:

- численность колониобразующих единиц (КОЕ/г) микроскопических грибов (микромикетов) – биодеструкторов;
- состав и численность бактерий (физиологические группы и количество клеток на 1 грамм грунта);
- доминирование в микробном сообществе активных биодеструкторов среди микромикетов и бактерий;
- базальное дыхание – количество углекислого газа, выделяемого грунтом за счет метаболизма микроорганизмов при температуре 22 °С и оптимальной влажности (характеризует общую биологическую активность грунта);
- количество суммарного микробного белка (СБ), определяемого по методу Дж. Бредфорда [1].

Величина СБ складывается из суммарного значения белковых соединений живых и мертвых клеток микробиоты (Бжкв и Бмкл) и белка продуктов их жизнедеятельности (Бпж): $СБ = Бжкв + Бмкл + Бпж$.

Несмотря на сложность мониторинга микробиоты в подземном пространстве, по мере накопления данных, получаемых в ходе обследования ряда объектов (грунты в городской среде), предварительно можно разделить грунты в городской среде по степени биологической агрессивности в отношении бетона.

Сильная степень биологической агрессивности присваивается грунтам при высоких показателях СБ и численности микроорганизмов (для микромикетов-биодеструкторов выше 1500 КОЕ на 1 грамм грунта, для бактерий – выше 10^6 клеток бактерий на 1 грамм грунта) и при резком возрастании значений одного из перечисленных выше показателей при явном доминировании биодеструкторов.

Средняя степень агрессивности присваивается грунтам при незначительных повышениях значений всех перечисленных показателей или при повышенном уровне некоторых из них: для микромикетов-биодеструкторов 1000...1500 КОЕ на 1 грамм грунта, для бактерий – 10^5 – 10^6 клеток бактерий на 1 грамм грунта.

Слабая степень агрессивности присваивается грунтам при низких или умеренных значениях перечисленных показателей (для микромикетов – менее 1000 КОЕ/г и бактерий менее 10^5).

Для оценки степени агрессивности органического (гуминового) вещества среды целесообразно учитывать показатель агрессивности органического вещества к минеральным веществам $(C_{гк} + C_{фк}) / C_{орг}$. Экспериментальные исследования разрушения бетона под действием гуминовых веществ выявили, что при превышении этого показателя значения 50 разрушение бетона может иметь скорость более 1,2 мм в год, что характеризует среду как сильноагрессивную (табл. 5.2 РВСН 20-01-2006 (Санкт-Петербург)).

По аналогии с вышеуказанной таблицей было принято:

- сильная степень агрессивности присваивается грунтам, имеющим значение $(C_{гк} + C_{фк}) / C_{орг} > 50$;
- средняя степень агрессивности присваивается грунтам, имеющим значение $20 > (C_{гк} + C_{фк}) / C_{орг} > 50$;
- слабая степень агрессивности присваивается грунтам имеющим значение $(C_{гк} + C_{фк}) / C_{орг} < 20$ [1].

7.2.2. Коррозия металлических элементов подземных конструкций

Подземная коррозия металлов принадлежит к числу наиболее сложных видов коррозии. Скорость ее определяется коррозионной активностью грунта, которую принято оценивать тем сроком, по истечении которого на новом трубопроводе возникнет первый сквозной питтинг (каверна). При наиболее низкой коррозионной активности грунта проявление сквозного разрушения металла наступает после 25 лет, при очень высокой – через 1–3 года. Различают следующие виды коррозии.

Подземная коррозия – коррозия в грунтах, вызываемая коррозионными элементами, возникающими на металле в местах соприкосновения его с коррозионной средой вследствие неоднородности металла сооружения, неодинакового состава грунта, различия температур, влажности и воздухопроводности грунта на различных участках сооружения.

Подземная биокоррозия – это коррозия, вызываемая жизнедеятельностью микроорганизмов, воздействующих на металл, обычно процесс завершается электрохимической коррозией.

Электрокоррозия – коррозия металлических подземных сооружений под действием токов утечки с рельсов электрифицированных железных дорог и других промышленных установок. Она подразделяется на коррозию блуждающим током и коррозию внешним током [78].

Причинами подземной коррозии являются:

- 1) воздействие грунтовой влаги на металлические конструкции, в результате чего возникают коррозионные элементы;
- 2) явления электролиза, происходящие в грунтах вследствие воздействия блуждающих токов при наличии вокруг трубопроводов электролита;
- 3) действие находящихся в грунте микроорганизмов, вызывающих явления биокоррозии.

Коррозионная активность грунтов зависит от многих факторов, к числу которых относятся их химико-минеральный состав (и в первую очередь состав и количество растворимых солей), влажность, содержание газов, структура, электропроводность и бактериальный состав. Коррозионная активность увеличивается с ростом влажности, электропроводности, с увеличением содержания Cl^- и SO_4^{2-} в поровом растворе и кислорода в свободном воздухе, заполняющем поры грунта.

Значения степени агрессивного воздействия сред на металлические конструкции (при свободном доступе кислорода в интервале температур от 0 до 50 °С и скорости движения до 1 м/с) приведены в табл. 7.6.

Таблица 7.6

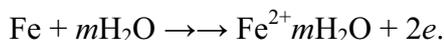
Степень агрессивного воздействия жидкой неорганической среды на металлические конструкции [105]

Неорганические жидкие среды	Водородный показатель pH	Суммарная концентрация сульфатов и хлоридов, г/л	Степень агрессивного воздействия сред на металл конструкций
Пресные природные воды	Св. 3 до 11 То же До 3	До 5 Св. 5 Любая	Среднеагрессивная Сильноагрессивная Сильноагрессивная
Морская вода	Св. 6 до 8,5	Св. 20 до 50	Среднеагрессивная
Производственные оборотные и сточные воды без очистки	Св. 3 до 11	До 5 Св. 5	Среднеагрессивная Сильноагрессивная
Сточные жидкости животноводческих зданий	Св. 5 до 9	До 5	Среднеагрессивная
Растворы неорганических кислот	До 3	Любая	Сильноагрессивная
Растворы щелочей	Св. 11	– « –	Среднеагрессивная
Растворы солей с концентрацией св. 50 г/л	Св. 3 до 11	– « –	Сильноагрессивная

Коррозия возникает в результате электролиза, который начинается в грунтах под воздействием блуждающих электрических токов на поровый водно-солевой раствор. В этом процессе вода пор становится электролитом. Коррозионное разрушение характерно для городских территорий, где развито трамвайное движение, на участках магистральных трубопроводов в заболоченных местностях.

В грунтах содержится влага и различные химические реагенты, поэтому они обладают ионной проводимостью и в большинстве случаев, за исключением очень сухих грунтов, механизм подземной коррозии – электрохимический. Наиболее характерным катодным процессом в подземных условиях является кислородная деполяризация. В кислых грунтах может проходить коррозия с водородной деполяризацией.

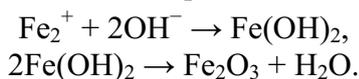
Пример работы коррозионного элемента в грунте приведен на рис. 7.1 [78]. На аноде протекает реакция окисления железа с образованием гидратированных ионов:



На катоде протекает реакция ионизации кислорода:



В электролите почвы ионы Fe^{2+} и OH^- взаимодействуют друг с другом, образуя нерастворимый осадок гидроксида железа, который затем может перейти в оксид железа:



Анодные и катодные процессы в большинстве случаев протекают на различных участках, т. е. поверхность корродирующего металла состоит из некоторого числа коррозионных микроэлементов и общая скорость коррозии зависит от числа таких элементов и интенсивности их работы. Такой механизм коррозии называют гетерогенно-электрохимическим. Общая скорость коррозии определяется скоростью процесса, протекающего медленнее других. Процесс, кинетика которого определяет общую скорость коррозии, называется контролирующим.

В зависимости от условий возможны следующие виды контроля подземной коррозии металлов:

- преимущественно катодный контроль – во влажных грунтах;
- преимущественно анодный контроль – в рыхлых и сухих грунтах;
- смешанный катодно-омический контроль – при грунтовой коррозии металлических конструкций, вследствие работы протяженных макропар (трубопроводы).

В большинстве случаев коррозия подземных сооружений протекает с преимущественным катодным контролем, обусловленным задержкой доставки кислорода к поверхности металла.

Как было отмечено, скорость коррозии металла в грунте зависит от коррозионной активности грунта, т. е. от некоторых его свойств: воздухопроводности, структуры, пористости, влажности, минерализации вод, кислотности, удельного электрического сопротивления и температуры среды.

Наличие влаги делает грунт электролитом и вызывает электрохимическую коррозию металлов. Увеличение влажности грунта ускоряет протекание анодного процесса, снижает сопротивление электролита и затрудняет протекание катодного процесса при значительном содержании воды в грунте. Максимальная скорость подземной коррозии наблюдается в грунтах, содержащих 15...25 % влаги. На рис. 7.2 показано влияние влажности грунта на скорость коррозии стали. Для каждого грунта существует определенный интервал влажно-

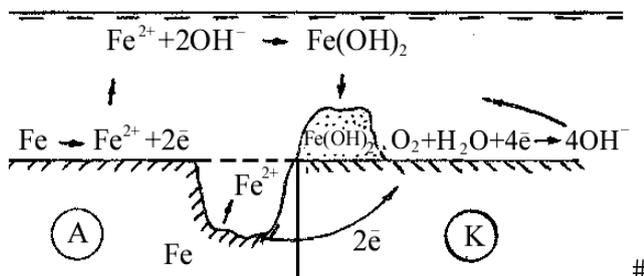


Рис. 7.1. Работа коррозионного микроэлемента

сти, соответствующий максимальной скорости коррозии. Пористые грунты могут сохранять влагу в течение длительного времени и создавать благоприятные условия для аэрации (диффузии кислорода). Повышение воздухопроводности грунтов ускоряет коррозионный процесс вследствие облегчения протекания катодного процесса.

Наличие в грунте водорастворимых солей способствует увеличению их электропроводности. Наиболее сильно влияют на коррозионный процесс ионы Cl^- , NO_3^- , SO_4^{2-} , HCO_3^- , Ca^{2+} , Mg^{2+} , Na^{2+} и др.

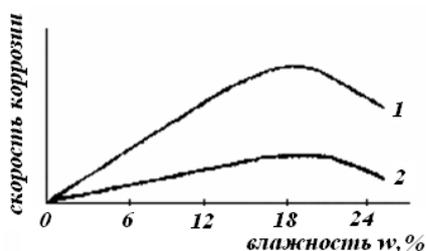
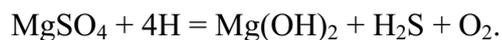


Рис. 7.2. Влияние влажности на скорость коррозии стали:
1 — в песке; 2 — в глине [78]

Кислотность грунта колеблется в широких пределах ($\text{pH} = 3 \dots 9$). Очень кислые грунты ускоряют коррозию металлов в результате повышения растворимости вторичных продуктов коррозии и возможной дополнительной водородной деполяризации. По величине pH различают кислые ($\text{pH} = 3 \dots 5$), нейтральные ($\text{pH} = 6 \dots 8$) и щелочные ($\text{pH} = 9 \dots 10$) грунты.

Микроорганизмы, находящиеся в грунтах, могут вызывать значительное местное ускорение коррозии металлов. Наибольшую опасность представляют анаэробные сульфат-редуцирующие бактерии, которые развиваются в илистых, глинистых и болотистых грунтах. Бактерии в процессе жизнедеятельности восстанавливают содержащиеся в грунте сульфаты, потребляя образующийся при катодном процессе водород, до сульфид-ионов с выделением кислорода:



Выделяющийся кислород принимает участие в катодной деполяризации коррозионного процесса. Сульфид-ион является депассиватором, а также связывает ионы железа, образуя малозащитные пленки сульфида, тем самым облегчая анодный процесс.

Температура грунта влияет на кинетику электродных процессов и диффузию, определяющие скорость коррозии. Обычно с увеличением температуры наблюдается экспоненциальное возрастание скорости подземной коррозии металла. Различие температур на отдельных участках протяженных подземных сооружений может привести к возникновению термогальванических коррозионных элементов, усиливающих коррозию [78].

Удельное электрическое сопротивление грунта является функцией всех рассмотренных свойств грунта и представляет один из наиболее характерных показателей коррозионной активности грунтов по отношению к стали. В определенных границах существует прямая зависимость: чем меньше удельное электрическое сопротивление, тем больше скорость коррозии. Таким образом, коррозионную активность грунтов по отношению к стали оценивают [45]:

- по удельному электросопротивлению;
- по средней катодной плотности тока при смещении потенциала катода на 100 мВ отрицательнее потенциала коррозии стали.

В табл. 7.7 приведены значения удельных электрических сопротивлений грунта и средних плотностей катодного тока, характеризующие коррозионную активность грунтов по отношению к стали.

Таблица 7.7

Коррозионная активность грунтов по отношению к стали

Коррозионная активность	Удельное электросопротивление грунта, Ом·м	Средняя плотность катодного тока, А/м ²
Низкая	Свыше 50	До 0,05
Средняя	От 20 до 50	От 0,05 до 0,20
Высокая	До 20	Свыше 0,20

Коррозионная агрессивность грунтов и грунтовых вод по отношению к свинцовым оболочкам кабелей приведена в табл. 7.8 и 7.9, по отношению к алюминиевой оболочке – в табл. 7.10 и 7.11 [45].

Таблица 7.8

Коррозионная агрессивность грунтов по отношению к свинцовой оболочке кабеля

Коррозионная агрессивность грунта	Значение pH	Массовая доля компонента, % от воздушно-сухой массы	
		Органическое вещество (гумус)	Нитрат-ион
Низкая	От 6,5 до 7,5 включ.	До 0,01 включ.	До 0,0001 включ.
Средняя	От 5,0 до 6,5 включ. От 7,5 до 9,0 включ.	От 0,01 до 0,02 включ.	От 0,0001 до 0,001 включ.
Высокая	До 5,0 Св. 9,0	Св. 0,02	Св. 0,001

Таблица 7.9

Коррозионная агрессивность грунтовых вод по отношению к свинцовой оболочке кабеля

Коррозионная агрессивность грунтовых вод	Значение pH	Общая жесткость, мг-экв/л	Концентрация компонентов, мг/дм ³	
			Органическое вещество (гумус)	Нитрат-ион
Низкая	От 6,5 до 7,5 включ.	Св. 5,3	До 20 включ.	До 10 включ.
Средняя	От 5,0 до 6,5 включ. От 7,5 до 9,0 включ.	От 5,3 до 3,0 включ.	От 20 до 40 включ.	От 10 до 20 включ.
Высокая	До 5,0 Св. 9,0	До 3,0	Св. 40	Св. 20

Таблица 7.10

Коррозионная агрессивность грунтов по отношению к алюминиевой оболочке кабеля

Коррозионная агрессивность	Значение pH	Массовая доля компонентов, % от массы воздушно-сухой	
		Хлор-ион	Ион железа
Низкая	От 6,0 до 7,5 включ.	До 0,001 включ.	До 0,002 включ.
Средняя	От 4,5 до 6,0 включ. От 7,5 до 8,5 включ.	От 0,001 до 0,005 включ.	От 0,002 до 0,01 включ.
Высокая	До 4,5 Св. 8,5	Св. 0,005	Св. 0,01

Таблица 7.11

Коррозионная агрессивность грунтовых вод по отношению к алюминиевой оболочке кабеля

Коррозионная агрессивность	Значение pH	Концентрация компонентов, мг/дм ³	
		Хлор-ион	Ион железа
Низкая	От 6,0 до 7,5 включ.	До 5,0 включ.	До 10 включ.
Средняя	От 4,5 до 6,0 включ. От 7,5 до 8,5 включ.	От 5,0 до 50 включ.	От 1,0 до 10 включ.
Высокая	До 4,5 Св. 8,5	Св. 50	Св. 10

Показатели химического состава подземных и поверхностных вод, получаемые при инженерно-геологических изысканиях, и методы их лабораторных определений приведены в табл. 7.12

Таблица 7.12

Показатели химического состава подземных и поверхностных вод и методы их лабораторных определений при инженерно-геологических изысканиях [105]

Показатели химического состава воды	Коррозионная активность воды к оболочкам кабелей		Вид анализа воды		Метод испытания или обозначение ГОСТа	
	свинцовым	алюминиевым	стандартный	полный		
Температура в момент взятия пробы, °С	+	+	+	+	1030	
Запах при 20 °С	–	–	–	+	3351	
Запах при 60 °С	–	–	–	+		
Вкус и привкус при 20 °С	–	–	–	+		
Цветность	–	–	–	+		
Мутность	–	–	–	+		
Показатель рН	+	+	+	+	2874	
Сухой остаток	–	–	+	+	18164	
Гидрокарбонаты	–	–	+	+	Унифицированный	
Карбонаты	–	–	+	+	То же	
Сульфаты	–	–	+	+	4389	
Хлориды	+	+	+	+	4245	
Кальций	–	–	+	+	Унифицированный	
Натрий	–	–	–	+	То же	
Калий	–	–	–	+	То же	
Натрий + калий	–	–	Расчет	–	–	
Жесткость	общая	+	–	То же	Расчет	4151
	карбонатная	+	–	То же	То же	–
	постоянная	+	–	То же	То же	–
Углекислота свободная	–	–	+	+	Унифицированный	
Окисляемость перманганатная	Гумус по окисляемости		–	+	То же	
Кремнекислота	–	–	–	+	То же	
Соединения азота	нитраты	+	–	+	+	18826
	нитриты	+	+	+	+	4192
	аммоний	–	–	+	+	4192
Железо	общее	+	+	–	–	4011
	закисное	–	–	+	+	Унифицированный
	окисное	–	–	+	+	То же
Магний	–	–	+	+	То же	
Фтор	–	–	–	+	4386	

Таким образом, при изысканиях с целью установления геоэлектрического разреза и удельного электрического сопротивления грунтов на участках электрических подстанций и на прилегающих к ним территориях должны быть выполнены электроразведочные геофизические исследования для проектирования заземляющих устройств. По трассам металлических трубопроводов различного назначения следует выполнять геофизические (электрометрические) работы для определения блуждающих токов, оценки коррозионной активности грунтов и проектирования защитных сооружений.

7.2.2.1. Определение коррозионной активности грунтов по химическому составу водной вытяжки

Для определения агрессивных компонентов пробы грунтов для приготовления водных вытяжек подсушивают в хорошо проветриваемом помещении, защищенном от пыли и агрессивных паров и газов. Пробы рассыпают на чистом листе бумаги, измельчают шпателем или пестиком до частиц диаметром 3...5 мм, удаляют пинцетом видимые глазом комочки и различные органические остатки растительного и животного происхождения и просушивают на воздухе. Затем пробы растирают в фарфоровой ступке, просеивают через сито с отверстиями диаметром 1 мм и засыпают во влагонепроницаемую тару. Пробы хранят в сухом помещении, свободном от паров кислот и аммиака. Для проведения анализа на агрессивные компоненты пробы из тары высыпают на листы глянцевой бумаги, тщательно перемешивают, разравнивают до толщины слоя 0,5...1,0 см и делят на мелкие квадраты. Затем отбирают в шахматном порядке грунт для навесок.

При подготовке грунтов для определения потери массы стальных образцов пробы грунтов просушивают при температуре не выше 105 °С, размельчают в ступке и просеивают через сито с отверстиями от 0,5 до 1 мм.

Для приготовления водных вытяжек на технических весах отвешивают до 100 г грунта и переносят в колбы вместимостью 750...1000 мл.

Навески грунтов заливают 600 мл дистиллированной воды. Колбы закрывают пробками и содержимое взбалтывают в течение 5 мин. Суспензии, хорошо взболтав, фильтруют через складчатый фильтр, вложенный в воронку диаметром 12...15 см. Первые порции фильтрата, если они мутные, возвращают обратно на фильтры. Анализ водных вытяжек начинают после того, как они полностью отфильтруются.

Анализ вытяжек из проб грунтов должен быть выполнен в день их приготовления. Поэтому следует вскрывать только такое количество проб, которое можно обработать в день вскрытия. Анализ проб воды производится так же, как и водных вытяжек.

Определение рН водных вытяжек грунтов или проб воды производится в лабораторных или полевых условиях. Для определения рН следует применять потенциометрический метод как наиболее рациональный. Определение ведется с помощью серийных полевых и лабораторных рН-метров.

Причиной ошибочных результатов испытания может стать следующее:

- не проведенная или неправильная калибровка прибора для измерения рН перед или после каждого комплекса испытаний;
- несоответствующая защита электродов прибора при его хранении;
- недостаточная выдержка при замере прибором, в результате чего он не успевает достичь стабильного состояния, прежде чем снимаются его показания;
- загрязнение пробного образца вследствие некачественной промывки контейнеров для забора образцов грунтовой воды.

Определение содержания хлор-ионов [100]. Метод заключается в титровании хлор-ионов раствором азотнокислого серебра в присутствии хромата калия:



Первая капля избыточного раствора нитрата серебра образует осадок хромата серебра, окрашивающий раствор в красно-бурый цвет.

Применяемые аппаратура и реактивы: мерные колбы вместимостью 100, 500, 1000 мл; конические колбы вместимостью 250 мл; пипетки калиброванные вместимостью 10 и 25 мл; бюретка; серебро азотнокислое (AgNO_3), х. ч. (здесь и далее: **х. ч.** – химически чистый реактив) – 50 г; натрий хлористый (NaCl), х. ч. – 50 г; калий хромовокислый (K_2CrO_4), ч. д. а. (здесь и далее: **ч. д. а.** – чистый для анализа реактив) – 100 г; метилоранж – индикатор – 0,1 г; серная кислота (H_2SO_4), $d^{20}1,84$, х. ч. – 0,003 л; азотная кислота (HNO_3), $d^{20}1,51$, х. ч. – 0,5 л; дистиллированная вода – по потребности. Количество реактивов дано из расчета на 1000 проб.

Перед анализом по определению хлор-иона необходимы следующие растворы.

Приготовление 0,1 н раствора азотнокислого серебра. Для приготовления 0,1 н раствора азотнокислого серебра растворяют 17 г соли в одном литре дистиллированной воды и устанавливают его нормальность по раствору хлористого натрия 0,01 н.

Приготовление 0,01 н раствора хлористого натрия. В мерной колбе вместимостью 1 л готовят раствор из фиксаля или из 0,6846 г химически чистого хлористого натрия в дистиллированной воде.

Приготовление 0,01 н раствора азотнокислого серебра. 50 мл 0,1 н раствора соли разбавляют дистиллированной водой в мерной колбе вместимостью 500 мл. Нормальность раствора устанавливают и периодически проверяют по 0,01 н раствору хлористого натрия. Нормальность раствора азотнокислого серебра определяется следующим образом. Берут пипеткой 25 мл 0,01 н раствора хлористого натрия, добавляют 1 мл 10%-го раствора хромо-

вокислого калия и титруют раствором азотнокислого серебра. Нормальность раствора рассчитывают по формуле

$$N_{\text{AgNO}_3} = n_1 V_1 / V,$$

где V – объем азотнокислого серебра, пошедший на титрование, мл; V_1, n_1 – объем и нормальность раствора хлористого натрия, мл.

Приготовление 0,01 н раствора серной кислоты. Готовят десятикратным разбавлением в мерной колбе 0,1 н раствора серной кислоты проверенной нормальности или приготовленной из фиксанала.

Приготовление раствора метилоранжа. 0,1 г индикатора растворяют в 100 мл дистиллированной воды.

Приготовление водного раствора азотной кислоты, ($d^{20}_4 1,51$) (1:2). Объем раствора определяют исходя из количества проб.

Приготовление 10%-го водного раствора хромовокислого калия. Объем испытуемого раствора, который нужно взять для анализа, ориентировочно определяют на основании качественной пробы на содержание хлор-иона. Для этого отбирают около 5 мл каждого раствора, добавляют 1–2 капли азотной кислоты и 4–5 капель 0,1 н раствора азотнокислого серебра. По степени помутнения определяют примерное содержание хлор-ионов и необходимый для титрования объем растворов (табл. 7.13).

Определенный качественной пробой объем анализируемого раствора переносят в коническую колбу вместимостью 250 мл и доводят его до 50 мл дистиллированной водой.

Если раствор щелочной, его нейтрализуют 0,01 н раствором серной кислоты по метилоранжу до появления розовой окраски. К анализируемому раствору прибавляют 1 мл 10%-го раствора хромовокислого калия. Анализируемую пробу титруют 0,01 н раствором азотнокислого серебра до изменения желтой окраски на красно-бурую.

Таблица 7.13

Определение объема раствора для титрования

Степень помутнения раствора	Объем раствора, мл
Слабая (опалесценция)	50
Средняя	25
Сильная (отдельные хлопья)	10

Содержание хлор-ионов (Cl^-) в грунте в процентах вычисляют по формуле

$$\text{Cl}^- = V_{\text{на}} \cdot 35,5 \cdot 10 / V_1 m = V_{\text{н}} \cdot 17,75 / V_1.$$

Содержание хлор-ионов (Cl^-) в воде в мг/л вычисляют по формуле

$$\text{Cl}^- = V_{\text{н}} \cdot 35,5 \cdot 1000 / V_1,$$

где V – объем азотнокислого серебра, пошедший для титрования пробы, мл; n – нормальность раствора азотнокислого серебра; V_1 – объем вытяжки, взятый для титрования, мл; a – общий объем вытяжной, мл; m – навеска грунта, взятая для приготовления водной вытяжки, г; 35,5 – г · экв хлор-иона.

Определение общей жесткости. Общая жесткость определяется комплексометрическим методом. В основе этого метода лежит способность трилона Б (двунариевая соль этилендиамина тетрауксусной кислоты $\text{C}_{10}\text{H}_{14}\text{N}_2\text{Na}_2\text{O}_8 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$) давать прочные комплексные соединения с ионами кальция и магния.

Определению общей жесткости мешает присутствие в воде ионов меди, марганца, железа и алюминия. В присутствии меди окраска индикатора не меняется, так как ионы меди образуют с ним соединения, которые не разрушаются трилоном Б. В присутствии ионов марганца в щелочной среде выделяется $\text{MnO}(\text{OH})_2$, который адсорбирует индикатор, а окраска раствора становится серой. Для устранения вредного влияния ионов меди, небольших количеств железа и алюминия их следует перевести в труднорастворимую форму. В отмеренную для титрования пробу воды прибавляют 1 мл 5...10%-го раствора сульфида натрия ($\text{Na}_2\text{S} \cdot 9\text{H}_2\text{O}$).

Для устранения вредного влияния ионов марганца в отмеренную для титрования пробу воды прибавляют пять капель 1%-го раствора солянокислого гидросиламина.

Применяемые аппаратура и реактивы: мерные колбы; конические колбы вместимостью 250 мл; пипетки калиброванные; магний сернокислый ($MgSO_4$), ч. д. а. – 2 г; кальций углекислый ($CaCO_3$), х. ч. – 4 г; аммоний хлористый (NH_4Cl), х. ч. – 250 г; аммиак водный 25%-й (NH_4OH), ч. д. а. – 1,3 л; натрий хлористый ($NaCl$), ч. д. а. – 400 г; эриохром черный (специальный ET-00), инд. – 4 г, можно заменить кислотным хромом синим К, кислотным хромом темно-синим; соляная кислота (HCl), $d^{20}_{1,19}$, х. ч. – 0,02 л; трилон Б, ч. д. а. – 94 г; натрий сернистый ($Na_2S \cdot 9H_2O$), ч. д. а. – 100 г; гидросиламин солянокислый ($NH_2OH \cdot HCl$); ч. д. а. – 3 г; дистиллированная вода – по потребности. Количество реактивов дано из расчета на 1000 проб.

Приготовление стандартного раствора солей кальция и магния. Раствор готовят из смеси 0,1 н растворов солей кальция и магния в соотношении 3:1. Растворяют 3,0090 г безводного сернокислого магния (получаемого высушиванием при температуре 240 °С семиводного гидрата) в мерной колбе с дистиллированной водой и доводят объем до 500 мл. В другую мерную колбу вместимостью 1 л вносят 6,0050 г химически чистого углекислого кальция, добавляют 10 мл дистиллированной воды и по каплям вводят соляную кислоту (1:1) до полного растворения карбоната. Затем добавляют дистиллированную воду до метки.

Для приготовления 0,05 н стандартного раствора в мерную колбу вместимостью 200 мл отмеряют 75 мл 0,1 н раствора хлористого кальция и 25 мл 0,1 н раствора сернокислого магния, затем доливают дистиллированной водой до метки.

Приготовление смеси индикатора. 0,5 г индикатора растирают с 50 г химически чистого хлорида натрия или калия.

Приготовление 0,05 н трилона Б. Готовится из фиксанала или из навески трилона Б. Для приготовления из трилона Б берут навеску 9,31 г, растворяют в мерной колбе дистиллированной водой и доводят объем до 1 л.

Установление нормальности раствора трилона Б. В коническую колбу 250 мл отмеряют пипеткой 20 мл 0,05 н стандартного раствора Ca^{+2} и Mg^{+2} , добавляют мензуркой 30 мл дистиллированной воды и 5 мл буферного раствора. Жидкость перемешивают и к ней добавляют 0,1 г смеси индикатора, после чего титруют раствором трилона Б так же, как и при определении жесткости. Нормальность раствора (н) трилона Б вычисляют по формуле:

$$n = n_1 V_1 / V,$$

где n_1 – нормальность стандартного раствора; V_1 – объем стандартного раствора, взятый на определение, мл; V – объем раствора трилона Б, израсходованный на титрование, мл.

Приготовление буферного раствора. 50 г химически чистого хлористого аммония растворяют в дистиллированной воде, добавляют 250 мл 20%-го раствора аммиака и доводят объем раствора дистиллированной водой до 1 л.

Приготовление 5...10%-го водного раствора натрия сернистого.

Приготовление 1%-го водного раствора гидросиламина солянокислого.

Анализируемую пробу титруют трилоном Б в присутствии одного из индикаторов по табл. 7.14 при $pH = 10$, что достигается прибавлением аммиачного буфера. В эквивалентной точке цвет раствора меняется в зависимости от типа индикатора.

В конические колбы вместимостью 250 мл отмеряют пипеткой по 100 мл исследуемой воды. К взятому на анализ объему воды прибавляют 5 мл буферного раствора и около 0,1 г смеси индикатора ET-00, применяемого для анализа.

Индикаторы для определения ионов кальция (Ca^{+2}) и магния (Mg^{+2})

Индикатор	Цвет	
	В присутствии Ca^{+2} , Mg^{+2}	При отсутствии Ca^{+2} , Mg^{+2}
Эриохром черный ЕТ-00	Винно-красный	Синий с зеленоватым оттенком
Хром синий К	Розово-красный	Сиреневый
Хром темно-синий	Розово-красный	Синеваго-сиреневый

Раствор перемешивают и медленно титруют 0,05 н раствором трилона Б до изменения окраски, свойственной данному индикатору в присутствии ионов кальция и магния. Конец титрования лучше всего наблюдать, если рядом поставить оттитрованную пробу, до цвета которой и следует титровать анализируемую пробу.

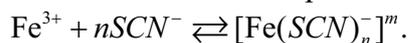
Общую жесткость (X в мг · экв) вычисляют по формуле

$$X = V_1 n_1 \cdot 1000 / V,$$

где V_1 – объем раствора трилона Б, используемый для титрования, мл; V – объем исследуемой воды, мл; n_1 – нормальность раствора трилона Б.

На титрование контрольного опыта (100 мл дистиллированной воды) должно идти не более двух капель 0,01 н трилона Б. Ионы кальция и магния из дистиллированной воды устраняются повторной ее перегонкой.

Определение общего содержания ионов железа [100]. Метод основан на образовании окрашенных железороданидных комплексов по реакции



С увеличением координационного числа n увеличивается интенсивность окраски.

Растворы железороданидных комплексов обесцвечиваются медленно и чувствительны к интенсивной освещенности, поэтому при определении содержания ионов железа к анализируемому объему пробы следует прибавлять совершенно одинаковый избыток реактива. Не допускается проводить определение на прямом солнечном свете.

Применяемые аппаратура и реактивы: мерные колбы; пипетки калиброванные; фотоэлектроколориметр; стаканы, цилиндры; часовое стекло; штатив, бюретка; железоммонийные квасцы ($Fe_2(SO_4)_3 \cdot (NH_4)_2SO_4 \cdot 24H_2O$), х. ч. – 60 г; аммоний роданистый (NH_4SON), ч. д. а. – 600 г; можно заменить калием роданистым ($KSON$); азотная кислота (HNO_3), $d^{20} 1,51$, х. ч. – 0,5 л; серная кислота (H_2SO_4), $d^{20} 1,84$, х. ч. – 0,7 л; аммоний персульфат ($(NH_4)_2S_2O_8$), х. ч. – 100 г; соляная кислота (HCl), $d^{20} 1,19$; дистиллированная вода; красная кровяная соль ($K_3[Fe(CN)_6]$). Количество реактивов дано из расчета на 1000 проб.

Приготовление образцовых растворов соли трехвалентного железа. Раствор А: 0,8640 г х. ч., перекристаллизованных из слабокислого раствора железоммонийных квасцов $Fe_2(SO_4)_3(NH_4)_2SO_4 \cdot 24H_2O$ растворяют в литровой мерной колбе в дистиллированной воде, добавляют несколько капель HCl и доводят раствор в колбе до метки.

Раствор Б: 50 мл образцового раствора А разбавляют до метки дистиллированной водой в мерной колбе вместимостью 600 мл. Такой раствор содержит 0,01 мг железа в 1 мл.

Приготовление 10%-го водного раствора роданистого аммония или калия. Перед анализом необходимо провести качественную пробу красной кровяной солью на ион двухвалентного железа.

Определение содержания ионов железа в воде и водных вытяжках с $pH < 7$ проводят фотометрическим методом.

Для построения калибровочной кривой готовят серию растворов с различным содержанием железа. В колбы вместимостью 50 мл пипеткой вносят от 0,1 до 10 мл стандартного раствора А, содержащего от 0,01 до 1 мг железа, и разбавляют дистиллированной водой до 26 мл. Во все колбы доливают по 1 мл азотной кислоты (1:1) и по 6 мл 10%-го раствора роданистого калия или аммония, доводят дистиллированной водой до метки и тщательно перемешивают.

Одновременно готовят стандартный раствор и раствор для контрольного опыта. Для этого в мерную колбу вместимостью 50 мл наливают 25 мл дистиллированной воды, 1 мл азотной кислоты (1:1), 6 мл 10%-го раствора роданистого аммония или калия, доводят раствор до метки и тщательно перемешивают.

На фотоэлектроколориметре устанавливают нуль по контрольному раствору при синем светофильтре с длиной волны 400...500 нм и измеряют оптическую плотность растворов во всех колбах.

По полученным данным строят калибровочную кривую (оптическая плотность – ось ординат; содержание ионов трехвалентного железа в анализируемом объеме – ось абсцисс).

Для определения ионов железа при совместном присутствии Fe^{+3} и Fe^{+2} отбирают пипеткой 25 мл воды или водной вытяжки в стакан вместимостью 50...100 мл, добавляют 1 мл азотной кислоты (1:1) и два-три кристалла персульфата аммония, затем покрывают стакан часовым стеклом и ставят на кипящую водяную баню на 10 мин, после чего охлаждают и содержимое стакана переносят в мерную колбу вместимостью 50 мл. В каждую колбу добавляют 5 мл 10%-го роданистого калия или аммония, доводят раствор в колбе до метки и тщательно взбалтывают.

При отсутствии иона двухвалентного железа определение проводят без добавления персульфата аммония и без нагревания.

Определяют оптическую плотность анализируемых вытяжек и по калибровочной кривой находят содержание железа в объеме, взятом для анализа.

Содержание ионов трехвалентного железа (Fe^{+3}) в процентах вычисляют по формуле

$$\text{Fe}^{+3} = a \cdot 500 / V \cdot 1000 = a / 2V,$$

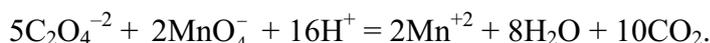
где a – содержание железа в объеме, взятом для анализа, мг (отсчет по оси абсцисс калибровочной кривой); V – объем воды или вытяжки, взятый для анализа, мл; 600 – объем всей вытяжки, мл.

Определение водорастворимых органических веществ [100]. Метод основан на окислении органических веществ в кислой среде марганцовокислым калием, взятым в избытке:



Содержание водорастворимых органических веществ устанавливается по окисляемости вод или водных вытяжек грунтов.

Затем избыток KMnO_4 восстанавливают щавелевой кислотой, после чего остаток щавелевой кислоты определяют обратным титрованием KMnO_4 :



Применяемые аппаратура и реактивы: конические колбы с приблизительно одинаковым диаметром дна; воронки; электроплитка с закрытой спиралью; бюретки; пипетка калиброванная; песочные часы; калий марганцовокислый (KMnO_4), ч. д. а. – 100 г; щавелевая кислота ($\text{H}_2\text{C}_2 \times 2\text{H}_2\text{O}$), ч. д. а. – 100 г; серная кислота (H_2SO_4), $d^{20} 1,84$, х. ч. – 1 л; пемза – 100 г, можно заменить прокаленным песком. Количество реактивов дано из расчета на 1000 проб.

Чистые конические колбы, предварительно вымытые хромовой смесью, подвергаются дополнительной обработке для окисления органических веществ, сорбированных стенками колбы. Для этого в колбы заливают 100 мл подкисленного раствора KMnO_4 , кипятят, а затем моют дистиллированной водой.

Приготовление 25%-го раствора серной кислоты.

Приготовление 0,05 н раствора марганцовокислого калия. Для приготовления 0,05 н раствора марганцовокислого калия следует в мерной колбе вместимостью 1 л в 100...150 мл дистиллированной воды растворить фиксанал или 1,60 г марганцовокислого калия, после чего объем раствора довести до метки.

Определение нормальности раствора KMnO_4 непосредственно после определения окисляемости проводят следующим образом. К 100 мл дистиллированной воды добавляют 10 мл раствора H_2SO_4 (1:3), 1 мл 0,05 н раствора щавелевой кислоты, нагревают до кипения и титруют 0,05 н раствором KMnO_4 до появления слабо-розовой окраски. Добавляют в воду 10 мл 0,05 н раствора щавелевой кислоты и вновь титруют 0,05 н раствором KMnO_4 до появления бледно-розового окрашивания. Нормальность (Н) раствора KMnO_4 рассчитывают по формуле

$$N_{\text{KMnO}_4} = V_{\text{H}_2\text{C}_2\text{O}_4} / V_1,$$

где V – объем KMnO_4 , пошедший на титрование, мл; V_1 – объем раствора щавелевой кислоты, мл; n_1 – нормальность раствора щавелевой кислоты.

Для приготовления 0,05 н раствора щавелевой кислоты используют фиксанал или 3,15 г х. ч. $\text{H}_2\text{C}_2\text{O}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$ растворяют в дистиллированной воде и доводят в мерной колбе до 1 л.

Подготовка песка и пемзы. Песок или пемзу измельчают в фарфоровой ступке и прокаливают в муфельной печи при красном калении в течение 1...1,5 ч, периодически перемешивая.

В коническую колбу вместимостью 250 мл помещают 25...50 мл воды или вытяжки и разбавляют дистиллированной водой до объема 100 мл.

В колбу приливают 10 мл 25%-го раствора H_2SO_4 и титруют 0,05 н раствором KMnO_4 до слабо-розовой окраски, не исчезающей 1 минуту. Титрованием на холоду определяют содержание в вытяжке минеральных восстановителей: ионов закисного железа, нитрит-ионов, сероводорода и др. Далее к раствору прибавляют из бюретки 10 мл 0,05 н раствора KMnO_4 и приблизительно 0,2 г песка или пемзы и прикрывают воронкой, кипятят на электроплитке 10 мин, отсчитывая время с момента начала кипения. Кипение должно быть спокойным, без перегрева. Раствор после кипячения должен остаться окрашенным (если раствор обесцветится или приобретет желтоватую окраску, определение следует повторить с меньшим количеством вытяжки). Бюреткой или пипеткой приливают в анализируемую вытяжку 10 мл 0,05 н раствора $\text{H}_2\text{C}_2\text{O}_4$ и взбалтывают, при этом раствор обесцвечивается. Горячий раствор титруют 0,05 н раствором KMnO_4 до слабо-розовой окраски.

Для установления величины саморазложения перманганата при кипячении в кислой среде проводят контрольный опыт: к 100 мл дистиллированной воды приливают все необходимые реактивы и проводят окисление.

Количество KMnO_4 контрольного опыта вычитают из общего количества KMnO_4 , затраченного для окисления органических веществ в водной вытяжке.

Содержание органических веществ (гумуса) в воде (в мг/л) вычисляют по формуле

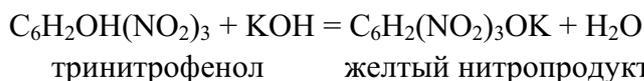
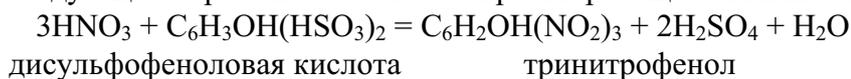
$$[(a + a_1 - \delta)n_1 - b_{\text{H}_2\text{C}_2\text{O}_4}] \cdot 3 \cdot 1,724 \cdot 1000 / V_1.$$

Содержание органических веществ (гумуса) в водной вытяжке (в %) вычисляют по формуле

$$[a - a_1 - \delta)n_1 - b_{\text{H}_2\text{C}_2\text{O}_4}] \cdot V \cdot 0,003 \cdot 1,724 \cdot 100 / V_1 m,$$

где a – количество KMnO_4 , прибавленное до кипячения, мл; a_1 – количество того же раствора, прибавленное после кипячения, мл; δ – количество KMnO_4 , израсходованное для контрольного опыта, мл; b – количество $\text{H}_2\text{C}_2\text{O}_4$, израсходованное для обесцвечивания KMnO_4 , мл; n_1 – нормальность раствора KMnO_4 ; n_2 – нормальность раствора $\text{H}_2\text{C}_2\text{O}_4$; V – общий объем водной вытяжки, мл; V_1 – объем пробы водной вытяжки, взятый на анализ, мл; m – навеска грунта, взятая для приготовления вытяжки, г; 1,724 – коэффициент перевода углерода в гумус; 0,003 и 3 – соответственно миллиграмм-эквивалент и грамм-эквивалент углерода.

Определение содержания нитрат-ионов [100]. Метод основан на учете интенсивности желтой окраски, образующейся при взаимодействии нитратов с дисульфифеноловой кислотой с последующей обработкой этой смеси раствором щелочи или аммиака:



Применяемые аппаратура и реактивы: фарфоровые чашки вместимостью 50 мл; мерные колбы; бюретки; пипетки калиброванные; стеклянные палочки с оплавленными концами; корковые пробки; обратный холодильник (длинная стеклянная трубка); фотоэлектроколориметр; универсальный индикатор; фенол ($\text{C}_6\text{H}_5\text{OH}$), х. ч. – 130 г, серная кислота (H_2SO_4), $d^{20}_{4} 1,84$, х. ч. – 1 л; аммиак водный 25%-й (NH_4OH), ч. д. а. – 10 л, можно заменить калием едким; калий азотнокислый (KNO_3), х. ч. – 4 г; серебро сернокислое (Ag_2SO_4), х. ч. – 14 г; алюминий сернокислый ($\text{Al}_2(\text{SO}_4)_3 \cdot 18\text{H}_2\text{O}$), ч. д. а. – 130 г; калий едкий (KOH), ч. д. а. – 70 г; дисульфифеноловая кислота – 1 л; дистиллированная вода. Количество реактивов дано из расчета на 1000 проб.

Приготовление дисульфифеноловой кислоты. К 30 г чистого кристаллического фенола приливают 201 мл серной кислоты, закрывают корковой пробкой с обратным холодильником и нагревают в течение 6 ч на кипящей водяной бане. Приготовленный реактив должен иметь слабо-сиреневый цвет. Другие цвета не допускаются.

Приготовление 10%-го водного раствора аммиака или 20%-го водного раствора едкого калия.

Приготовление образцовых растворов нитратов. Раствор А: 0,163 г химически чистого перекристаллизованного сухого азотнокислого калия растворяют в мерной колбе вместимостью 1 л в небольшом количестве дистиллированной воды, и затем объем раствора доводят до метки (1 мл раствора содержит 0,1 мг NO_3^-).

Раствор Б: 100 мл образцового раствора А разбавляют водой в мерной колбе до 1 л; 1 мл такого раствора содержит 0,01 мг NO_3^- .

Приготовление раствора сернокислого серебра. 4,4 г сернокислого серебра, не содержащего нитратов, растворяют в 1 л дистиллированной воды.

Приготовление раствора сернокислого алюминия. 13 г $\text{Al}_2(\text{SO}_4)_3 \cdot 18\text{H}_2\text{O}$ растворяют в дистиллированной воде и доводят объем в мерной колбе до 100 мл.

Приготовление 7%-го водного раствора едкого калия.

При анализе засоленных грунтов необходимо предварительно удалить из вытяжек избыток хлоридов прибавлением раствора сернокислого серебра, исходя из расчета, что 1 мл сернокислого серебра осаждает 0,8 мг хлор-иона.

Если вытяжки окрашены или мутны, необходимо их предварительно обесцветить прибавлением к вытяжке раствора сульфата алюминия и 7%-го раствора едкого калия (3:2). Осадок отфильтровывают и из фильтрата отбирают объем, необходимый для анализа.

Интенсивность окраски воды и водных вытяжек определяют фотоэлектроколориметром с зеленым фильтром. При фотометрическом определении содержание нитрат-ионов определяют по калибровочной кривой, которую периодически проверяют, а при замене одного из реактивов реактивом строят снова.

Для построения калибровочной кривой с помощью бюретки или пипетки в фарфоровые чашки вместимостью 50 мл отбирают от 1 до 20 мл образцового раствора Б и выпаривают досуха на водяной бане.

Одновременно с растворами отбирают пипеткой около 50 мл каждой анализируемой пробы (в зависимости от содержания нитратов в почве) в отдельные фарфоровые чашки и тоже выпаривают досуха на водяной бане. В одной из чашек выпаривают 50 мл дистиллированной воды для «холостого» опыта.

После выпаривания растворов дальнейшее нагревание сухих остатков на водяной бане проводить не допускается.

В охлажденную чашку с сухим остатком добавляют 1 мл дисульфифеноловой кислоты и тщательно растирают содержимое стеклянной палочкой, смачивая весь остаток. По истечении 10 мин в каждую чашку наливают 15 мл дистиллированной воды. Растворы доводят до щелочной реакции прибавлением по каплям 20%-го раствора щелочи или 10%-го раствора аммиака. Конец прибавления щелочи или аммиака устанавливают по появлению устойчивой желтой окраски, которая не меняется при дальнейшем приливании раствора щелочи или аммиака. Окрашенные в желтый цвет растворы переносят из чашек в мерные колбы вместимостью 60 мл.

Содержимое колб доливают водой до отметки и перемешивают. Устанавливают нуль на фотоэлектроколориметре при зеленом светофильтре с длиной волны $\lambda = 410$ нм, по «холостому» раствору измеряют оптическую плотность полученных растворов.

По полученным данным строят калибровочную кривую (оптическую плотность откладывают по оси ординат; содержание нитрат-ионов в 50 мл – по оси абсцисс). Определяют оптическую плотность исследуемых растворов, до калибровочной кривой находят содержание нитрат-ионов в объеме, взятом для анализа.

При необходимости допускается анализ по определению нитратов прерывать после окончания выпаривания раствора.

Содержание нитрат-ионов (NO_3^-) в грунте (в %) вычисляют по формулам

$$\text{NO}_3^- = a \cdot 100 / m \text{ или } \text{NO}_3^- = a / (2V).$$

Содержание нитрат-ионов (NO_3^-) в воде (в мг/л) вычисляют по формуле

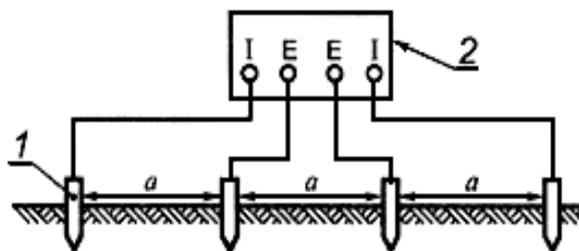
$$\text{NO}_3^- = a \cdot 1000 / V_1,$$

где a – содержание нитрат-ионов в объеме, взятом для анализа (отсчет по оси абсцисс калибровочной кривой), мг; m – навеска грунта, соответствующая количеству миллилитров испытуемого раствора, взятого для анализа, мг; V – объем водной вытяжки, взятый для анализа, мл; V_1 – объем воды, взятый для анализа, мл [100].

7.2.2.2. Определение удельного электрического сопротивления грунта и средней плотности катодного тока

Коррозионная агрессивность грунта по отношению к стали характеризуется значениями удельного электрического сопротивления грунта, определяемого в полевых и лабораторных условиях.

Определение удельного электрического (кажущегося) сопротивления грунта в полевых условиях [45]. Удельное электрическое сопротивление грунта измеряют непосредственно на трассе подземного трубопровода без отбора проб грунта по четырехэлектродной схеме (рис. 7.3). Применяются полевые электроразведочные приборы, например типа АЭб-72, и электроды в виде стальных стержней длиной от 250 до 350 мм и диаметром от 15 до 20 мм.



Условные обозначения:

1 – электрод;

2 – прибор с клеммами;

I – силы тока;

E – напряжения;

a – расстояние между электродами

Рис. 7.3. Схема определения удельного сопротивления грунта

Электроды размещают на поверхности земли на одной прямой линии, совпадающей с осью трассы для проектируемого сооружения, а для уложенного в землю сооружения –

на линии, проходящей перпендикулярно или параллельно на расстоянии от 2 до 4 м от оси сооружения. Измерения выполняют с интервалом от 100 до 200 м в период, когда на глубине заложения сооружения отсутствует промерзание грунта.

Глубина забивания электродов в грунт должна быть не более 1/20 расстояния между электродами.

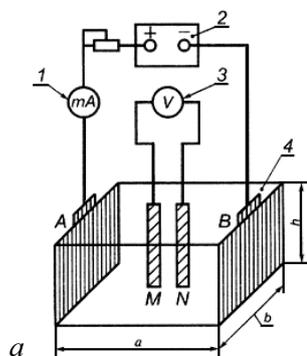
Удельное электрическое сопротивление грунта ρ , Ом·м, вычисляют по формуле

$$\rho = 2\pi R_{г.п} a,$$

где $R_{г.п}$ – электрическое сопротивление грунта, измеренное прибором, Ом; a – расстояние между электродами, равное глубине (для кабелей связи – двойной глубине) прокладки подземного сооружения, м.

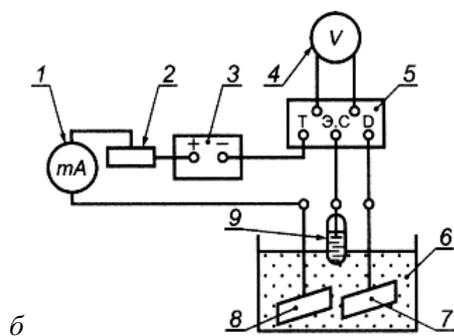
Определение удельного электрического сопротивления грунта в лабораторных условиях [45]. Для определения удельного электрического сопротивления грунта отбирают пробы грунтов в шурфах, скважинах и траншеях из слоев, расположенных на глубине прокладки сооружения, с интервалами от 50 до 200 м на расстоянии от 0,5 до 0,7 м от боковой стенки трубы. Для пробы берут от 1,5 до 2 кг грунта, удаляют твердые включения размером более 3 мм. Отобранную пробу помещают в полиэтиленовый пакет и снабжают паспортом, в котором указывают номера объекта и пробы, место и глубину отбора пробы. Если уровень грунтовых вод выше глубины опробывания, отбирают грунтовый электролит объемом от 200 до 300 см³ и помещают в герметически закрывающуюся емкость, которую маркируют и снабжают паспортом.

Для испытаний применяются источники постоянного или низкочастотного переменного тока любого типа, миллиамперметр любого типа класса точности не ниже 1,5 с диапазонами 200 или 500 мА, вольтметр любого типа с внутренним сопротивлением не менее 1 МОм, ячейка прямоугольной формы с внутренними размерами $a = 100$ мм; $b = 45$ мм; $h = 45$ мм (рис. 7.4, а) из диэлектрического материала (стекло, фарфор, пластмасса) или стали с внутренней изоляцией.



Условные обозначения:

- 1 – миллиамперметр;
- 2 – источник тока;
- 3 – вольтметр;
- 4 – измерительная ячейка размерами a , b , h ;
- A и B – внешние электроды;
- M и N – внутренние электроды



Условные обозначения:

- 1 – миллиамперметр;
- 2 – регулируемое сопротивление;
- 3 – источник постоянного тока;
- 4 – вольтметр;
- 5 – прерыватель тока с клеммами для подключения электродов: T – вспомогательного, ЭС – сравнения, D – рабочего;
- 6 – ячейка;
- 7 – рабочий электрод;
- 8 – вспомогательный электрод;
- 9 – электрод сравнения

Рис. 7.4. Оборудование для определения коррозионной агрессивности грунта по отношению к стали: а – схема установки для определения удельного электрического сопротивления грунта в лабораторных условиях; б – схема установки для определения плотности катодного тока

Отобранную пробу песчаных грунтов смачивают до полного влагонасыщения, а глинистых – до достижения мягкопластичного состояния. Если уровень грунтовых вод ниже уровня отбора проб, смачивание проводят дистиллированной водой, а если выше – грунтовой водой.

Электроды зачищают шлифовальной шкуркой, обезжиривают ацетоном и промывают дистиллированной водой. Внешние электроды устанавливают вплотную к внутренним торцевым поверхностям ячейки. При сборе ячейки пластины размещают друг к другу неизолированными сторонами. Затем в ячейку помещают грунт, послойно утрамбовывая его. Высота грунта должна быть на 4 мм меньше высоты ячейки. Внутренние электроды устанавливают вертикально, опуская их до дна по центральной линии ячейки на расстоянии 50 мм друг от друга и 25 мм от торцовых стенок ячейки.

Удельное электрическое сопротивление грунта определяют по четырехэлектродной схеме на постоянном или низкочастотном переменном токе. Внешние электроды с одинаковой площадью рабочей поверхности S_p поляризуют током определенной силы I_1 и измеряют падение напряжения V_1 между двумя внутренними электродами при расстоянии l_{MN} между ними.

Электрическое сопротивление грунта $R_{г.п}$, Ом, вычисляют по формуле

$$R_{г.п} = V_1 / I_1,$$

где V_1 – падение напряжения между двумя внутренними электродами, В; I_1 – сила тока в ячейке, А.

При отсутствии тока разность потенциалов между двумя внутренними электродами V_{01} может отличаться от нуля в пределах от 10 до 30 мВ, тогда для расчета электрического сопротивления грунта используют формулу:

$$R_{г.п} = (V_1 - V_{01}) / I_1.$$

Удельное электрическое сопротивление грунта ρ , Ом·м, вычисляют по формуле:

$$\rho = S_p R_{г.п} / l_{MN},$$

где $R_{г.п}$ – электрическое сопротивление грунта, Ом; S_p – площадь поверхности рабочего электрода, м², l_{MN} – расстояние между внутренними электродами, м.



Рис. 7.5. Анализатор коррозионной активности грунта комплексный АКАГ

Для оценки коррозионной агрессивности грунта по отношению к углеродистой и низколегированной стали допускается использовать специальные анализаторы коррозионной активности грунта АКАГ (рис. 7.5), АКГК, ИКАГ [141]. Анализатор коррозионной активности предназначен для качественной и количественной оценки коррозионной агрессивности грунта по отношению к стали в местах укладки подземных сооружений, в частности стальных трубопроводов. Анализатор предназначен для работы в полевых и лабораторных условиях. Прибор определяет удельное сопротивление грунта и плотность тока катодной защиты углеродистой и низколегированной стали на основании анализа образцов грунта. Анализатор отображает в цифровом виде значение измеренного удельного сопротивления грунта, мгновенные значения потенциалов электродов сравнения относительно рабочих электродов, их среднее значение, мгновенные значения плотности катодного тока на каждой измерительной ячейке и их среднее значение; автоматически сохраняет результаты последних измерений в энергонезависимой памяти. По табл. 7.8 определяется коррозионная активность грунтов. Диапазон рабочих температур прибора от +5 до +45 °С.

Если удельное электрическое сопротивление грунта, измеренное в лабораторных условиях, равно или более 130 Ом·м, коррозионную агрессивность грунта считают низкой и по средней плотности катодного тока i_k не оценивают.

Определение средней плотности катодного тока [45]. Сущность метода заключается в определении средней плотности катодного тока, необходимого для смещения потенциала стали в грунте на 100 мВ отрицательнее потенциала коррозии. Для определения плотности тока применяются: источник постоянного тока любого типа; миллиамперметр с верхним пределом измерения 1 мА или микроамперметр с пределом измерения 200 или 500 мкА, класс точности не ниже 1,5; вольтметр любого типа с пределом измерений 1 В и внутренним сопротивлением не менее 1 МОм; прерыватель тока; ячейка прямоугольной формы размером 70 × 70 × 100 мм из диэлектрического материала (стекло, фарфор, пластмасса и т. д.) вместимостью от 0,5 до 1 дм³; электрод рабочий, представляющий прямоугольную пластину из стали толщиной от 1,5 до 2 мм, размером 50 × 20 мм и рабочей поверхностью 10 см² (0,001 м²); электрод вспомогательный из стали по форме и размерам аналогичный рабочему электроду; электрод сравнения – насыщенный медносульфатный, хлорид серебряный, каломельный и т. д.; вода дистиллированная. Одну поверхность рабочего, а также вспомогательного электродов и токоотводы от них изолируют мастикой. Допускается использовать специальные приборы, которые обеспечивают автоматическое смещение потенциала от потенциала коррозии и поддерживают его на заданном уровне в течение опыта.

Отобранную пробу загружают в ячейку, сохраняя естественную влажность грунта. Если при хранении проб после их отбора возможно изменение естественной влажности грунта, определяют влажность отобранной пробы. Перед испытанием вновь определяют влажность пробы грунта и доводят ее до естественной с помощью дистиллированной воды.

Грунт насыпают на дно ячейки на высоту 20 мм и уплотняют. Рабочий и вспомогательный электроды устанавливают вертикально неизолированными поверхностями друг к другу на расстоянии 3...4 см. Затем грунт укладывают в ячейку послойно (один-три слоя) с последовательным трамбованием слоев, добиваясь максимально возможного уплотнения. Расстояние от верхней кромки рабочего электрода до поверхности грунта – 50 мм. Электрод сравнения устанавливают сверху ячейки в грунт, заглубляя его на 1,0...1,5 см.

Одним и тем же грунтом заполняют три ячейки, в каждой из которых параллельно выполняют три измерения силы катодного тока I_k в микроамперметрах. Собирают установку по схеме, приведенной на рис. 7.4, б, с использованием прерывателя тока и вольтметра или с использованием специального прибора, включающего в себя прерыватель тока.

Рабочий электрод выдерживают в грунте до включения поляризации от 15 до 20 мин и измеряют его потенциал коррозии относительно электрода сравнения.

Катодную поляризацию осуществляют, подключая рабочий электрод к отрицательному полюсу источника постоянного тока, а вспомогательный электрод – к положительному. Потенциал электрода смещают на 100 мВ отрицательнее его стационарного потенциала, исключая омическую составляющую из измеряемого потенциала рабочего электрода E_1 в милливольтах, путем разрыва цепи в момент измерения.

Измеряют силу тока I_k в микроамперах. Если сила тока I_k постоянна или уменьшается во времени, то длительность поляризации составляет 15 мин, в течение которых измеряют и записывают три-четыре значения I_k и соответствующее время измерения t . Если сила тока во времени растет, то измеряют и записывают I_k пять-шесть раз в течение 40 мин или в более короткий промежуток времени. Сила тока более 200 мкА (2×10^{-4} А) с учетом рабочей поверхности электрода 10 см² характеризует высокую коррозионную агрессивность грунта.

Последнее значение силы тока в каждой ячейке берут для вычисления среднеарифметического значения силы катодного тока $I_{k, \text{ср}}$ по результатам параллельных измерений в трех ячейках и последующего определения средней плотности катодного тока i_k .

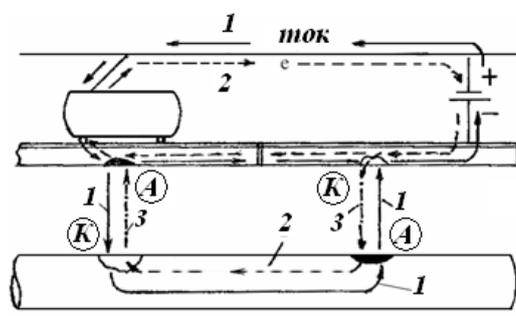
Среднюю плотность катодного тока i_k , А, вычисляют по формуле $i_k = I_{k. \text{ср}} / 0,001$, где $I_{k. \text{ср}}$ – среднеарифметическое значение силы катодного тока по результатам измерений в трех параллельных ячейках, А; 0,001 – площадь поверхности рабочего электрода, м².

7.2.2.3. Определение коррозии металлов блуждающим током

Коррозия металлов блуждающими токами является частным, но имеющим большое практическое значение случаем влияния электрического поля в электролите на процесс электрохимической коррозии металлов.

Электрический ток в грунте, ответвляющийся от своего основного пути, называют блуждающим. Источником блуждающего тока могут быть электрические железные дороги, электролизеры, сварочные аппараты, катодные установки, линии электропередач и др. Грунт является параллельным проводником, например, рельсов, и в зависимости от величины электросопротивления рельсов и грунта ток иногда весьма значительной величины (сотни ампер) проходит по земле. Блуждающие токи имеют радиус действия до десятков километров в сторону от токонесущих конструкций.

Рассмотрим влияние блуждающих токов от электрифицированного рельсового транспорта на коррозию подземных сооружений (рис. 7.6). При протекании тягового тока по рельсам вдоль них происходит падение напряжения и рельсы получают некоторый положительный потенциал относительно земли, а несовершенная изоляция рельсов от земли вызывает утечку тока в окружающий грунт. И чем больше продольное сопротивление и меньше переходное электросопротивление, тем больше суммарный ток утечки в землю. Вблизи подстанций и пунктов присоединения кабелей токоотводов к рельсам существуют участки постоянной отрицательной полярности рельсов, а на значительном удалении от них – постоянной положительной полярности. Протекающие в земле блуждающие токи, встречая на своем пути металлические сооружения, проникают в них и текут по ним на некотором протяжении, создавая анодные и катодные зоны.



Условные обозначения:

- 1 – направление движения тока;
- 2 – направление движения электронов;
- 3 – направление движения ионов

Рис. 7.6. Коррозия трубопровода от блуждающих токов электрифицированных железных дорог [77]

Особенность процесса коррозии металла в поле блуждающих токов заключается в том, что это электролитический процесс, который протекает по законам электролиза. На катодных участках сооружения будет протекать реакция восстановления водорода, на анодных участках – реакция окисления металла.

Наличие катодных и анодных участков на сооружении определяется направлением тока. Участок сооружения входа тока или выхода электронов является катодом, участок сооружения выхода тока или входа электронов является анодом.

Если электрический ток постоянный, то участки металла, с которых положительные ионы поступают в электролит, являются анодами и подвергаются электрокоррозии; участки, на которых положительные ионы переходят из электролита в металл, являются катодами, на которых протекает процесс восстановления. Скорость коррозии пропорциональна протекающему току.

Переменный блуждающий ток также коррозионно-опасен, но в меньшей степени, чем постоянный. Интенсивность процесса коррозии металла в поле блуждающих токов, как правило, намного больше, чем интенсивность грунтовой коррозии. Эти два процесса накладываются друг на друга. При этом совпадение анодных зон коррозионных элементов и блуждающих токов приводит к усилению коррозии. При достаточно больших потенциалах блуждающих токов последние подавляют ток катодного микроэлемента, возникающего в процессе коррозии, распространяя разрушение на все микроучастки сооружения в анодной зоне блуждающих токов.

Под действием блуждающих токов величина поляризационного потенциала сооружения смещается в анодных зонах в положительную сторону относительно стационарного потенциала, в катодных – в отрицательную. Величина скорости коррозии определяется плотностью тока утечки [78].

Определение наличия блуждающих токов в земле [45]. Необходимое оборудование для определения блуждающих токов включает: вольтметры с внутренним сопротивлением не менее 1 МОм с пределами измерений: 0,5...0...0,5 В; 1,0...0...1,0 В; 5,0...0...5,0 В или другими, близкими к указанным пределам, два медно-сульфатных электрода сравнения. Медно-сульфатные электроды располагают параллельно будущей трассе сооружения, а затем перпендикулярно к оси трассы.

Разность потенциалов на трассе проектируемого сооружения измеряют между двумя точками земли через каждые 1000 м по двум взаимно перпендикулярным направлениям при разном измерительных электродах на 100 м для обнаружения блуждающих токов. Показания вольтметра снимают в каждой точке через 10 с в течение 10 мин. Если измеряемое значение превышает (по абсолютной величине) 0,040 В или наибольший размах колебаний измеряемой величины (разность наибольшего и наименьшего значений) во времени превышает 0,040 В (в обоих случаях с учетом различия потенциалов между применяемыми электродами сравнения), то в данном пункте измерения регистрируют наличие блуждающих токов.

Определение опасного влияния блуждающего постоянного тока [45]. Образцами для определения опасного влияния блуждающего постоянного тока являются участки подземных сооружений. Применяется следующее оборудование: вольтметр с внутренним сопротивлением не менее 1 МОм, электрод сравнения медно-сульфатный, электрод в виде стального стержня.

Измерения проводят в контрольно-измерительных пунктах, колодцах, шурфах или с поверхности земли на минимально возможном расстоянии (в плане) от трубопровода. Положительную клемму вольтметра присоединяют к сооружению, отрицательную – к электроду сравнения. Продолжительность и режим измерений, а также шаг между точками измерения по трассе устанавливают в соответствии с нормативными документами. При измерениях в зонах действия блуждающих токов, где амплитуда колебаний измеряемой разности потенциалов превышает 0,5 В, могут быть использованы стальные электроды вместо медно-сульфатных электродов сравнения, за исключением измерений на сооружениях связи.

Стационарный потенциал подземного сооружения определяют при выключенных средствах электрохимической защиты путем непрерывного измерения и регистрации разности потенциалов между сооружением и медно-сульфатным электродом сравнения в течение достаточно длительного времени – вплоть до выявления практически не изменяющегося во времени значения потенциала (в пределах 0,04 В). Как правило, это относится к периоду перерыва в движении электрифицированного транспорта, например в городах в ночное время суток, когда блуждающий ток отсутствует. За стационарный потенциал сооружения принимают среднее значение потенциала при разности измеренных значений не более 0,04 В.

Если измерить стационарный потенциал невозможно, его значение относительно медно-сульфатного электрода сравнения принимают равным:

- минус 0,70 В – для стали;
- минус 0,4 В – для свинца;
- минус 0,70 В – для алюминия.

Разность ΔU , В, между измеренным потенциалом сооружения и стационарным потенциалом вычисляют по формуле

$$\Delta U = U_{\text{изм}} - U_{\text{ст}},$$

где $U_{\text{изм}}$ – наиболее отрицательная или наиболее положительная мгновенная разность потенциалов между сооружением и медно-сульфатным электродом сравнения, В; $U_{\text{ст}}$ – стационарный потенциал сооружения, В.

Если наибольший размах колебаний потенциала сооружения, измеряемого относительно медно-сульфатного электрода сравнения (абсолютная разность потенциалов между наибольшим и наименьшим значениями), не превышает 0,04 В, смещение потенциала не характеризует опасного действия блуждающих токов.

7.2.2.3. Определение признаков биохимической коррозии

Биохимическая коррозия вызывается в основном бактериями, находящимися в грунтах, водоемах, грунтовых водах. Биокоррозию металлов могут также вызвать различные роды микроскопических грибов. Биохимическая коррозия носит сезонный характер и наиболее интенсивна в весенний период, когда создаются наилучшие условия для развития и существования бактерий. Бактерии, вызывающие коррозию, подразделяются на *аэробные* и *анаэробные*. *Аэробные бактерии* существуют и развиваются только при условии наличия кислорода, *анаэробные бактерии* – при его отсутствии.

Аэробные бактерии, способствующие коррозии, подразделяются на бактерии-окислители серы и железобактерии, осаждающие железо. Первые лучше всего развиваются в кислой среде ($\text{pH} = 0 \dots 6$). Сущность их действия состоит в том, что они могут окислять серу до серной кислоты, местная концентрация которой может достигать до 10 %. Железобактерии хорошо развиваются в интервале $\text{pH} = 4 \dots 10$. Они поглощают железо в ионном состоянии и выделяют его в виде нерастворимых соединений. Эти соединения неравномерно распределены по поверхности металла и имеют отличный от основного металла электродный потенциал. Возникающая электрохимическая гетерогенность поверхности усиливает коррозию.

Анаэробные бактерии в основном бывают сульфатвосстанавливающими и восстанавливают сульфат-ионы в сульфид-ионы. Эти бактерии развиваются при $\text{pH} = 5 \dots 9$, активно поглощают водород, выделяющийся при катодном процессе. Присутствие в коррозионной среде сульфидов и сероводорода ускоряет коррозию. Находящиеся в растворе ионы двухвалентного железа связывают выделяющийся сероводород, на поверхности металла образуется налет сульфида железа, который облегчает протекание реакции катодной деполяризации. Коррозия имеет питтинговый характер [78].

Биокоррозионную агрессивность грунта [45] на глубине укладки подземного сооружения определяют следующие качественные признаки:

- окраска грунта (сероватые, зеленоватые и сизые тона указывают на анаэробную обстановку при избыточном увлажнении и преобладание восстановленных форм железа, алюминия, марганца);
- наличие в грунте восстановленных соединений серы, являющихся продуктами жизнедеятельности сульфатвосстанавливающих бактерий.

Определение наличия восстановленных соединений серы [45]. На пробу грунта, продуктов коррозии или отложений объемом 1 см^3 с помощью пипетки наносят 2–3 капли соляной кислоты, разбавленной дистиллированной водой в соотношении 1:3 (плотность исходной кислоты $1,47 \text{ г/см}^3$). По характерному запаху выделяющегося сероводорода делают вывод о наличии восстановленных соединений серы (гидросульфидов, сульфидов железа, некоторых органических соединений серы).

8. ФИЗИКО-МЕХАНИЧЕСКИЕ СВОЙСТВА ГРУНТОВ

Физико-механические свойства грунтов – это свойства, характеризующие возникновение, распределение и изменение механических напряжений и деформаций в грунтах при воздействии механических нагрузок. В песчаных, крупнообломочных и глинистых грунтах при этом происходит изменение внутреннего сложения и объема (уплотнение), т. е. уменьшение пористости и увеличение концентрации минеральных частиц в единице объема. Чем значительнее изменения грунтов под воздействием определенной нагрузки, тем большей деформируемостью они обладают. Когда под влиянием внешних усилий в грунтах возникают касательные силы, превышающие силы сопротивления сдвигу, грунты начинают разрушаться, наступает потеря прочности. Поэтому в зависимости от условий взаимодействия грунтов с нагрузками выделяются:

- *деформационные свойства*, проявляющиеся при нагрузках ниже критических, т. е. не приводящих к разрушению;
- *прочностные свойства*, проявляющиеся при нагрузках, превышающих критические, т. е. при разрушении грунта.

Особенности проявления физико-механических свойств грунтов во времени характеризуются *реологическими свойствами* (проявляющимися при действии во времени статических нагрузок) или *виброреологическими* (проявляющимися при действии во времени многократных динамических нагрузок).

В зависимости от характера приложения действующих нагрузок различают:

- *статические физико-механические свойства*, проявляющиеся при действии однократных постоянных стационарных полей механических напряжений;
- *динамические физико-механические свойства*, проявляющиеся при действии многократных переменных нагрузок или многократных нестационарных полей напряжений [50].

8.1. Основные понятия о напряжениях и деформациях в грунтах

Внешние нагрузки, передающиеся на грунт, представляют собой механические силы, которые могут быть *поверхностными или объемными*.

Поверхностная нагрузка вызвана действующими на поверхность тела (массива грунта, образца и т. п.) силами, которые создаются инженерным сооружением или действием сил от соседнего объема грунта. Интенсивность (q) поверхностной нагрузки равна отношению силы (P) к площади ее действия (S): $q = P / S$.

Поверхностные нагрузки подразделяются на *равномерно и неравномерно распределенные*. *Равномерно распределенная нагрузка* вызвана одинаковыми по величине силами, действующими по всей рассматриваемой поверхности; *неравномерно распределенная нагрузка* вызвана разными или одинаковыми силами, действующими на отдельные участки поверхности. Если размеры площади действия поверхностной нагрузки малы по сравнению с площадью всего тела, то ее можно считать *сосредоточенной*. *Сосредоточенная нагрузка*, действующая в точке, является частным случаем неравномерно распределенной нагрузки, когда площадь приложения нагрузки стремится к нулю ($S \rightarrow 0$): $q = \lim P / S$.

Объемные нагрузки могут быть приложены к любой части объема, одной из объемных нагрузок грунта является его собственный вес.

Под действием внешних (поверхностных и/или объемных) сил в грунте возникают механические напряжения, являющиеся мерой этих сил. Рассмотрим произвольный объем грунта, на который действуют внешние силы $P_1, P_2, P_3, \dots, P_i$. Проведем через тело произвольное сечение, проходящее через точку M , и мысленно отбросим его правую часть (рис. 8.1, а). Оставшаяся часть находится в равновесии, а равнодействующая сил, действующей

щих на элементарной площадке ΔS , нормаль которой совпадает с осью x , будет равна ΔP . Их интенсивность равна величине $q = \Delta P / \Delta S$, напряжением в точке M будет предел интенсивности q при $\Delta S \rightarrow 0$, т. е. $q = \lim(\Delta P / \Delta S)$, отсюда единица измерения напряжения – Паскаль ($1 \text{ Па} = 1 \text{ Н/м}^2 = 10^{-1} \text{ кгс/см}^2$).

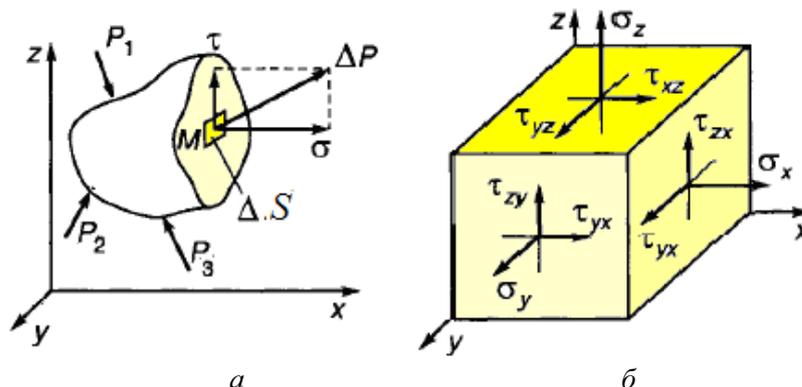


Рис. 8.1. Силы и напряжения в объеме грунта:

а – действующие на объем грунта внешние силы (P_1, P_2, P_3) и равнодействующая внутренних сил ΔP на элементарной площадке ΔS ; *б* – компоненты касательных и нормальных напряжений [50]

Разложив q на составляющие, действующие по нормали к площадке ΔS и вдоль нее, получим $q^2 = \sigma^2 + \tau^2$ (плоский случай, когда ΔP лежит в плоскости z, x) или для объемного случая $q^2 = \sigma^2 + \tau_y^2 + \tau_z^2$, где τ_y и τ_z – компоненты напряжений τ , лежащие в плоскости z, y и действующие вдоль осей Z и Y .

Напряжения, действующие по нормали к площадке ΔS , называются **нормальными** (σ), а действующие вдоль нее – **касательными** (τ).

Напряжение является векторной величиной, характеризующейся точкой приложения и направлением действия. Совокупность всех векторов напряжений для всех площадок, проходящих через точку M , характеризует напряженное состояние в точке. Оно определяется тензором напряжений (T_n), компонентами которого являются три нормальных (σ_x, σ_y и σ_z) и шесть касательных ($\tau_{xy} = \tau_{yx}, \tau_{yz} = \tau_{zy}, \tau_{zx} = \tau_{xz}$) напряжений (рис. 8.1, б).

Компоненты нормальных и касательных напряжений вызывают соответствующие им компоненты нормальных ($\varepsilon_x, \varepsilon_y$ и ε_z) и касательных ($\gamma_{xy} = \gamma_{yx}, \gamma_{yz} = \gamma_{zy}, \gamma_{zx} = \gamma_{xz}$) деформаций. При действии на тело всесторонних нагрузок, например гидростатического обжатия ($\sigma_y = \sigma_z = \sigma_x$), в нем возникают объемные деформации (ε_v).

Нормальные напряжения могут быть **положительными** при сжатии или **отрицательными** при растяжении. Они вызывают изменение объема и формы тела. Касательные напряжения вызывают изменение формы тела, т. е. отражают деформации.

Механической деформацией называется изменение относительного положения частей тела, связанное с их перемещением под действием механических напряжений. Выделяют **линейные деформации** (ε), вызванные нормальными напряжениями (σ); **касательные** (γ), или сдвиговые деформации, вызванные касательными напряжениями (τ).

Различают деформации **упругие** (после снятия нагрузки форма и объем тела полностью восстанавливаются), **пластические** (после снятия нагрузки форма и объем тела восстанавливаются не полностью) и **разрушающие** (грунт теряет сплошность, разрушаясь на части).

Линейные деформации могут быть **положительными**, т. е. деформациями сжатия, и **отрицательными**, т. е. деформациями растяжения.

Кроме того, могут возникать механические деформации изгиба и кручения, формирующиеся под действием внешних нагрузок в зависимости от способа их приложения к телу.

Мерой линейных деформаций является относительная линейная деформация (ε), определяемая как отношение приращения длины, или абсолютной линейной деформации (Δl), к начальной длине (l_0):

$$\varepsilon = \Delta l / l_0,$$

где $\Delta l = l_0 - l$ (в %, или в д. ед.).

Мерой касательных деформаций является относительная деформация сдвига (γ), д. ед., равная тангенсу угла перекоса (рис. 8.2, б):

$$\gamma = l / h = \text{tg} \alpha.$$

Мерой объемных деформаций тела является относительная объемная деформация (ε_v), которая равна сумме относительных линейных деформаций по трем координатным осям (рис. 8.2, в):

$$\varepsilon_v = \Delta V / V = \varepsilon_x + \varepsilon_y + \varepsilon_z,$$

где ΔV – абсолютное изменение объема, V – первоначальный объем тела.

Основные механические свойства грунтов, характеризующие их сопротивляемость внешним воздействиям, определяются следующими условиями:

- законом сжимаемости, т. е. зависимостью между действующими нормальными напряжениями и соответствующими объемными деформациями или изменениями коэффициента пористости;
- законом формоизменения, или сдвига, т. е. зависимостью между касательными напряжениями и деформациями сдвига;
- условием предельного состояния или прочности грунтов, определяющим предельное соотношение между нормальными и касательными напряжениями в грунте по площадкам скольжения.

Одним из важнейших вопросов в механике грунтов является установление зависимости между напряжениями и соответствующими им деформациями, т. е. установление функций вида $\varepsilon = f(\sigma)$, $\gamma = f(\tau)$. Эти зависимости являются нелинейными и зависят от большого числа факторов, поэтому не существует универсальных уравнений, описывающих эти взаимосвязи, которые обычно устанавливаются опытным путем. Для частных случаев эти зависимости являются линейными и описываются простыми линейными уравнениями для нормальных, касательных и объемных напряжений, известными в механике как закон Гука:

$$\sigma = E\varepsilon; \tau = G\gamma; \sigma_v = K\varepsilon_v,$$

где E – модуль Юнга (или модуль упругости), Па; G – модуль упругого сдвига, Па; K – модуль объемной упругости, Па.

При одноосном сжатии образца под напряжением σ_z происходит изменение как продольных, так и поперечных размеров тела. При этом связь продольных (ε_z) и поперечных (ε_x) деформаций с напряжением характеризуется зависимостями, представленными на рис. 8.3, а. По мере роста напряжения прямо пропорционально увеличивается деформация и до точки А (или А') выполняется закон Гука, который для продольных и поперечных деформаций записывается в виде $\sigma_z = E\varepsilon_z$, а также $\sigma_x = E\varepsilon_x$. Напряжение $\sigma_{упр}$, соответствующее точке А (или А'), называется пределом пропорциональности, совпадающим с пределом упругости материала данного тела. В общем случае они могут не совпадать. В случае нелинейной упругости тело может деформироваться упруго не до точки А, а до точки В (рис. 8.3, а) и тогда на участке АВ закон Гука уже не выполняется.

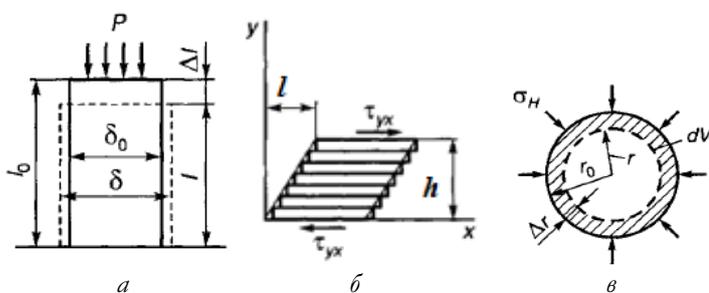


Рис. 8.2. Деформации тела: а – при одноосном сжатии; б – деформации сдвига; в – всестороннего сжатия [50]

В общем случае деформация образца складывается из двух частей – обратимой и необратимой (остаточной) деформации (рис. 8.3, б):

$$\varepsilon_{\text{общ}} = \varepsilon_{\text{обр}} + \varepsilon_{\text{ост}},$$

где $\varepsilon_{\text{общ}}$ – общая деформация образца (рис. 8.3, б, отрезок ОВ); $\varepsilon_{\text{обр}}$ – обратимая, или упругая, деформация (отрезок ВБ); $\varepsilon_{\text{ост}}$ – остаточная, или необратимая, пластическая деформация (отрезок БО).

Аналогичные соотношения имеют место для сдвиговых (γ) и объемных (ε_v) деформаций:

$$\begin{aligned} \gamma_{\text{общ}} &= \gamma_{\text{обр}} + \gamma_{\text{ост}}; \\ \varepsilon_{v\text{общ}} &= \varepsilon_{v\text{обр}} + \varepsilon_{v\text{ост}}. \end{aligned}$$

Эти соотношения имеют место также для трех компонент линейных и шести компонент касательных деформаций (рис. 8.1, б).

Обратимые деформации являются следствием упругих свойств тела. Причинами обратимости деформаций при снятии напряжений являются: проявления сил взаимного отталкивания между атомами в кристаллической решетке тел при их механическом «сближении»; проявления упругих свойств газов и жидкостей в порах (микропустотах) грунта; возникновение сил «расклинивающего» давления в дисперсных грунтах.

Необратимые деформации являются результатом проявления пластических свойств тела. Основными причинами необратимости пластических деформаций являются: необратимое (невосстанавливаемое) разрушение отдельных структурных связей при деформировании;

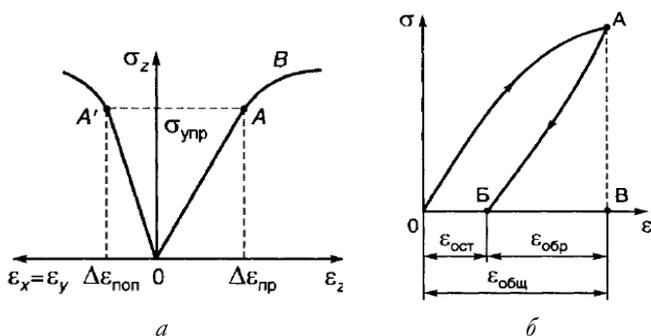


Рис. 8.3. Графические зависимости: а – продольных и поперечных деформаций при одноосном сжатии; б – напряжения и деформации при нагрузке и разгрузке образца [50]

Как было отмечено выше, механические свойства грунтов проявляются под воздействием на них внешней нагрузки (веса сооружений и вышележащих слоев грунта), под влиянием которой они находятся в напряженном состоянии. К. Терцаги предложил для полностью водонасыщенного деформирующегося под нагрузкой глинистого грунта *модель двухкомпонентной грунтовой среды* в виде заполненного водой цилиндра, внутри которого находится стальная пружина, имитирующая грунтовой скелет (рис. 8.4, а). Цилиндр закрыт поршнем, при движении которого происходит сжатие пружины и отток воды через малые отверстия в поршне. В начальный момент времени перемещение поршня отсутствует и вся нагрузка воспринимается водой. При открытии крана вместе с отжатием воды давление в пружине будет расти, а в воде уменьшаться. Чем меньше диаметр отверстий (пор), тем медленнее будет скорость отжатия (дренирования) воды; чем жестче пружина, тем меньше переместится поршень (или уплотнится грунт).

Предпосылки теории фильтрационной консолидации К. Терцаги сводятся к следующим положениям:

- скелет грунта линейно деформируемый, деформируется мгновенно после приложения к нему нагрузки и вязкими связями не обладает;

- структурной прочностью грунт не обладает, давление в первый момент полностью передается на воду;
- грунт полностью водонасыщен, вода и скелет объемно несжимаемы, вся вода в грунте гидравлически непрерывна;
- фильтрация подчиняется закону Дарси.

Реальный грунт состоит из твердого скелета и системы сообщающихся пор, которые частично или полностью заняты водой. При приложении к грунту нагрузки полные напряжения σ распределяются между скелетом грунта и поровой водой (рис. 8.4, б). Поровое давление воды u действует одинаково во всех направлениях, следовательно, действующее только в скелете грунта напряжение представляет собой разность между полным напряжением и поровым давлением – эффективное напряжение σ' . Вода вытесняется из пор, что ведет к росту разности $(\sigma - u)$, в результате чего начинаются деформации скелета. Скорость вытеснения воды зависит от проницаемости грунта и условий дренированности.

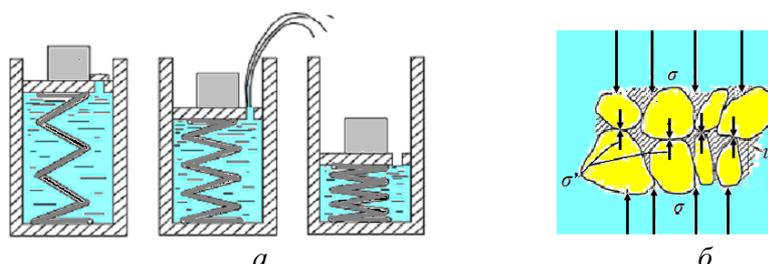


Рис. 8.4. Модель двухкомпонентной грунтовой среды К. Терцаги

Бишоп предложил следующие простые гипотезы, положенные им в основу теории эффективных напряжений:

- изменение объема и деформация грунта зависит не от полных напряжений, а от разности между полным напряжением и поровым давлением воды;
- прочность грунта на сдвиг зависит не от полных напряжений, действующих по нормали к рассматриваемой плоскости, а от эффективных напряжений.

Следовательно, жесткость скелета грунта влияет на величину осадки консолидации, и сжатие грунта происходит только за счет действия эффективных напряжений, тогда как поровое давление вызывает напор в грунтовой воде и приводит к ее фильтрации. В начальный момент приложения внешней нагрузки полное давление равно поровому давлению вследствие малой сжимаемости грунтовой воды.

Таким образом, если грунты водонасыщены, то напряжения в них могут быть подразделены на два вида:

- *эффективные напряжения* (σ'), передающиеся либо непосредственно на скелет грунта от частицы к частице, либо через коллоидно-гидратные пленки, либо через сцементированные контакты между частицами;
- *поровые давления* (u), действующие в поровой воде.

Эффективное напряжение определяется как разность между полным напряжением в образце грунта и давлением в поровой жидкости. Только эффективное напряжение действует на скелет грунта, вызывая его сжатие, уплотнение, упрочнение и повышая сопротивление грунта срезу.

Поровое давление – давление в поровой жидкости грунта. *Гидростатическое и поровое давления* составляют в сумме *давление в воде*, то есть нейтральное давление. Поровое давление действует одинаково по всем направлениям, непосредственно не уплотняет грунт, а создает лишь напор в воде, заполняющей его поры. *Гидростатическое давление* – это давление, которое установится в воде, когда полностью исчезнет избыточное по отношению к нему давление, то есть поровое [75].

Соответственно, напряженное состояние грунта на глубине z характеризуется следующими параметрами:

- *вертикальным эффективным напряжением*: $\sigma'_{zg} = \gamma h$, где γ – удельный вес вышележащих слоев грунта, кН/м^3 , h – мощность вышележащих слоев грунта на глубине z , м;
- *горизонтальным эффективным напряжением*: $\sigma'_{xg} = \sigma'_{yg} = \xi \sigma'_{zg}$, где ξ – коэффициент бокового расширения грунта;
- *поровым давлением* u_z ;
- *полными вертикальными и горизонтальными напряжениями*: $\sigma_{zg} = \sigma'_{zg} + u_z$;
 $\sigma_{xg} = \sigma_{yg} = \xi \sigma'_{zg} + u_z$.

Кроме этого, в грунтоведении используются такие термины, как *бытовое давление* и *среднее давление в условиях природного залегания*.

Бытовым давлением σ_{1g} называется *вертикальное эффективное напряжение* в массиве грунта на данной глубине от веса вышележащих слоев грунта с учетом или без учета взвешивающего действия воды во время опробования.

Средним давлением в условиях природного залегания $\sigma_{ср. g}$ называется среднее напряжение в массиве грунта на данной глубине, обусловленное воздействием бытового и бокового давления и вычисляемое по формуле

$$\sigma_{ср. g} = \sigma_{1g}(1 + 2\xi) / 3,$$

где ξ – коэффициент бокового давления покоя.

Следует отметить, что как в зарубежной, так и в российской практике при обработке экспериментальных данных используется термин «давление» (*pressure*), однако фактически имеется в виду вертикальное напряжение.

В результате уплотнения грунта под воздействием внешних нагрузок и собственного веса происходят деформации, не сопровождающиеся коренным изменением его структуры, называемые *осадками* (s).

При расчете конечной осадки s , см, используются полные напряжения σ_{zg} и *поровое давление не учитывается*, так как при завершении первичной (фильтрационной) консолидации оно будет практически равно нулю, а эффективные напряжения равны полным: $\sigma'_{zg} = \sigma_{zg}$. *Осадку основания* с использованием расчетной схемы в виде линейно деформируемого полупространства определяют методом послойного суммирования:

$$s = \beta \sum_{i=1}^n \frac{(\sigma_{zp,i} - \sigma_{zg,i})h_i}{E_i} + \beta \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{zg,i}h_i}{E_{e,i}}, \quad (8.2)$$

где β – безразмерный коэффициент, равный 0,8; $\sigma_{zp,i}$ – среднее значение вертикального нормального напряжения (далее – вертикальное напряжение) от внешней нагрузки в i -ом слое грунта по вертикали, проходящей через центр подошвы фундамента, кПа; h_i – толщина i -го слоя грунта, см, принимаемая не более 0,4 ширины фундамента; E_i – модуль деформации i -го слоя грунта по ветви первичного нагружения, кПа; $\sigma_{zg,i}$ – среднее значение вертикального напряжения в i -м слое грунта по вертикали, проходящей через центр подошвы фундамента, от собственного веса грунта, выбранного при отрывке котлована, кПа; $E_{e,i}$ – *модуль деформации i -го слоя грунта, определяемый по ветви вторичного нагружения*, кПа; n – число слоев, на которые разбита сжимаемая толща основания.

При расчете осадки оснований фундаментов, возводимых в котлованах глубиной менее 5 м, допускается в формуле (8.2) не учитывать второе слагаемое, которое обусловлено разуплотнением грунта в результате его выемки из котлована [114].

Нижнюю границу сжимаемой толщи основания принимают на глубине $z = H_c$, где выполняется условие

$$\sigma_{zp} = 0,5\sigma_{zg}.$$

При этом глубина сжимаемой толщи не должна быть меньше H_{\min} , равной $b/2$ при $b \leq 10$ м, $(4 + 0,1b)$ при $10 < b \leq 60$ м и 10 м при $b > 60$ м. Если в пределах глубины H_c , най-

денной по указанным выше условиям, залегает слой грунта с модулем деформации $E > 100$ МПа, сжимаемую толщину допускается принимать до кровли этого грунта. Если в слое грунта $E \leq 7$ МПа или такой слой залегает непосредственно ниже глубины $z = H_c$, то этот слой включают в сжимаемую толщину, а за H_c принимают минимальное из значений, соответствующих подошве слоя или глубине, где выполняется условие

$$\sigma_{zp} = 0,2\sigma_{zg}.$$

Конечная осадка слабого основания в пределах активной зоны сжатия также определяется методом послойного суммирования для условий одномерной задачи с использованием модуля осадки E_c по формуле

$$s = 0,001 \cdot \sum_1^n E_s \cdot H_c,$$

где n – число слоев; H_c – мощность слоя; E_s – модуль осадки грунта слоя, найденный на компрессионной кривой при нагрузке σ , равной вертикальному нормальному напряжению для середины данного слоя от веса насыпи.

При расчете осадки различных точек плитного фундамента глубину сжимаемой толщи допускается принимать постоянной в пределах всего плана фундамента (при отсутствии в ее составе грунтов с модулем деформации $E > 100$ МПа).

Коэффициент β в формуле (8.2) определяется из выражения

$$\beta = 1 - \frac{2\nu^2}{1-\nu}.$$

При отсутствии экспериментальных данных допускается принимать следующие значения ν : 0,30...0,35 – для песков и супесей; 0,35...0,37 – для суглинков; 0,2...0,3 при $I_l < 0$; 0,3...0,38 при $0 \leq I_l \leq 0,25$; 0,38...0,45 при $0,25 \leq I_l \leq 1,0$ – для глин. При этом меньшие значения ν принимают при большей плотности грунта.

При расчете осадки способом послойного суммирования боковые давления принимаются такими, какими они получаются при сжатии грунта в одомере:

$$\sigma_{xg} = \xi \sigma_{zg} = \frac{\nu}{1-\nu} \sigma_{zg}.$$

При расчете осадок этим способом боковое расширение грунта не учитывается (принимается, что боковые деформации равны нулю), но косвенно подразумевается, что распределение напряжений получено из решения теории упругости для полупространства (или полуплоскости), в котором считалось, что среда имеет возможность боковых перемещений [5].

При определении осадки верха сооружений следует учитывать, кроме осадки основания, осадки от уплотнения и самоуплотнения насыпного грунта в основании и теле сооружения, а также от суффозии, усадки, просадки, оттаивания мерзлых грунтов и пр., определяемые по нормам проектирования соответствующих сооружений.

Прогноз осадки оснований во времени при строительстве сооружений на глинистых и органических водонасыщенных грунтах (при степени влажности $S_r \geq 0,85$) определяется на основе теории фильтрационной консолидации с использованием модели грунта, схема которой приведена на рис. 8.4. Все решения, позволяющие определять осадку во времени, основаны на гипотезе двухкомпонентной грунтовой среды: минеральная составляющая – вода. В начальный момент приложения нагрузки полное напряжение равно поровому давлению (рис. 8.5), так как в этот момент дренирование невозможно, эффективные напряжения равны нулю, сжатие отсутствует. По мере оттока воды поровое давление рассеивается, а эффективные напряжения увеличиваются [5]. Поэтому, если требуется определить изменение осадки во времени, то необходимо знать эффективные напряжения, присутствующие в грунте до приложения нагрузки от сооружения и после ее приложения, с учетом изменяющихся в процессе консолидации поровых давлений (u) (рис. 8.6). Данное решение зависит от эффективных напряжений, которые невозможно найти, если неизвестно действующее поровое давление.

При расчете деформаций основания с использованием расчетной схемы в виде линейно деформируемого полупространства с условным ограничением глубины сжимаемой толщи H_c , среднее давление под подошвой фундамента не должно превышать *расчетное сопротивление грунта основания R* , определяемое по формуле

$$R = \frac{\gamma_{c1}\gamma_{c2}}{k} [M_\gamma k_z b \gamma_{II} + M_q d_1 \gamma'_{II} + (M_q - 1) d_b \gamma'_{II} + M_c c_{II}], \quad (8.3)$$

где γ_{c1} и γ_{c2} – коэффициенты условий работы, принимаемые в зависимости от гранулометрического состава песков и числа пластичности глинистых грунтов, а также от соотношения длины и высоты сооружения; k – коэффициент, принимаемый равным единице, если прочностные характеристики грунта (φ и c) определены непосредственными испытаниями, и $k = 1,1$, если они приняты по таблицам нормативов [102]; M_γ , M_q , M_c – коэффициенты, принимаемые в зависимости от расчетного значения угла внутреннего трения; k_z – коэффициент, принимаемый равным единице при $b < 10$ м; $k_z = z_0 / b + 0,2$ при $b \geq 10$ м (здесь $z_0 = 8$ м); b – ширина подошвы фундамента, м; γ_{II} – осредненное расчетное значение удельного веса грунтов, залегающих ниже подошвы фундамента (при наличии подземных вод определяется с учетом взвешивающего действия воды), кН/м^3 ; γ'_{II} – осредненное расчетное значение удельного веса грунтов, залегающих выше подошвы фундамента, кН/м^3 ; c_{II} – расчетное значение удельного сцепления

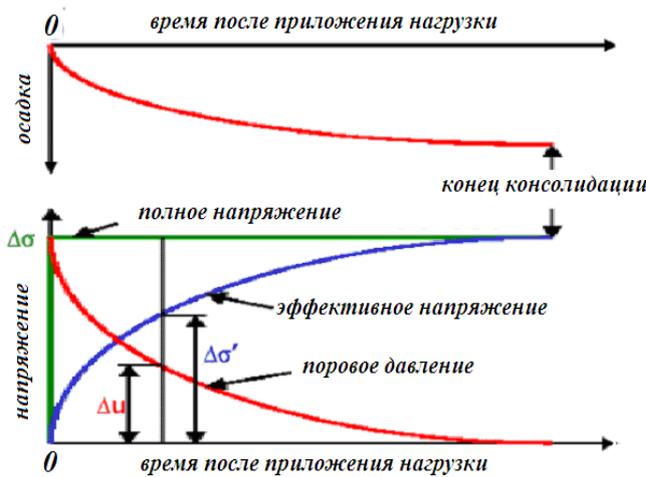


Рис. 8.5. Связь осадки, полного и эффективного напряжений и порового давления грунта [5]

грунта, залегающего непосредственно под подошвой фундамента, кПа ; d_1 – глубина заложения фундаментов, м; d_b – глубина подвала, расстояние от уровня планировки до пола подвала, м.



Рис. 8.6. Взаимосвязь напряжений и порового давления (кПа) при консолидации грунта в основании сооружения [136]

Таким образом, расчет несущей способности оснований производится с использованием физических характеристик γ , прочностных параметров φ и c , с учетом *гранулометрического состава песков и числа пластичности глинистых грунтов*. Для оснований в условиях стабилизированного состояния и возможности дренирования при внешней мед-

ленно возрастающей нагрузке, силы сцепления и угол внутреннего трения определяются методом одноплоскостного среза или трехосного сжатия в условиях консолидированно-дренированного сдвига.

В том случае, если на глинистое водонасыщенное основание (при $S_r \geq 0,85$) передаются нагрузки, при которых возникает избыточное поровое давление, то расчетные значения параметров прочности φ и c определяются из испытаний образцов глинистых грунтов в условиях трехосного консолидированно-недренированного сдвига с измерением порового давления, а прочность грунта оценивается из выражения $\tau = (\sigma - u) \operatorname{tg} \varphi + c$, из которого следует, что учет порового давления приводит к уменьшению прочности грунта.

При быстром возведении сооружения или сейсмических нагрузках и отсутствии в основании дренирующих слоев грунта избыточное поровое давление не успевает рассеиваться и равно полному напряжению ($u = \sigma$), а прочность грунта – сцеплению ($\tau = c$). Параметр c определяется из результатов трехосных испытаний в условиях неконсолидированно-недренированного сдвига $c = c_u$.

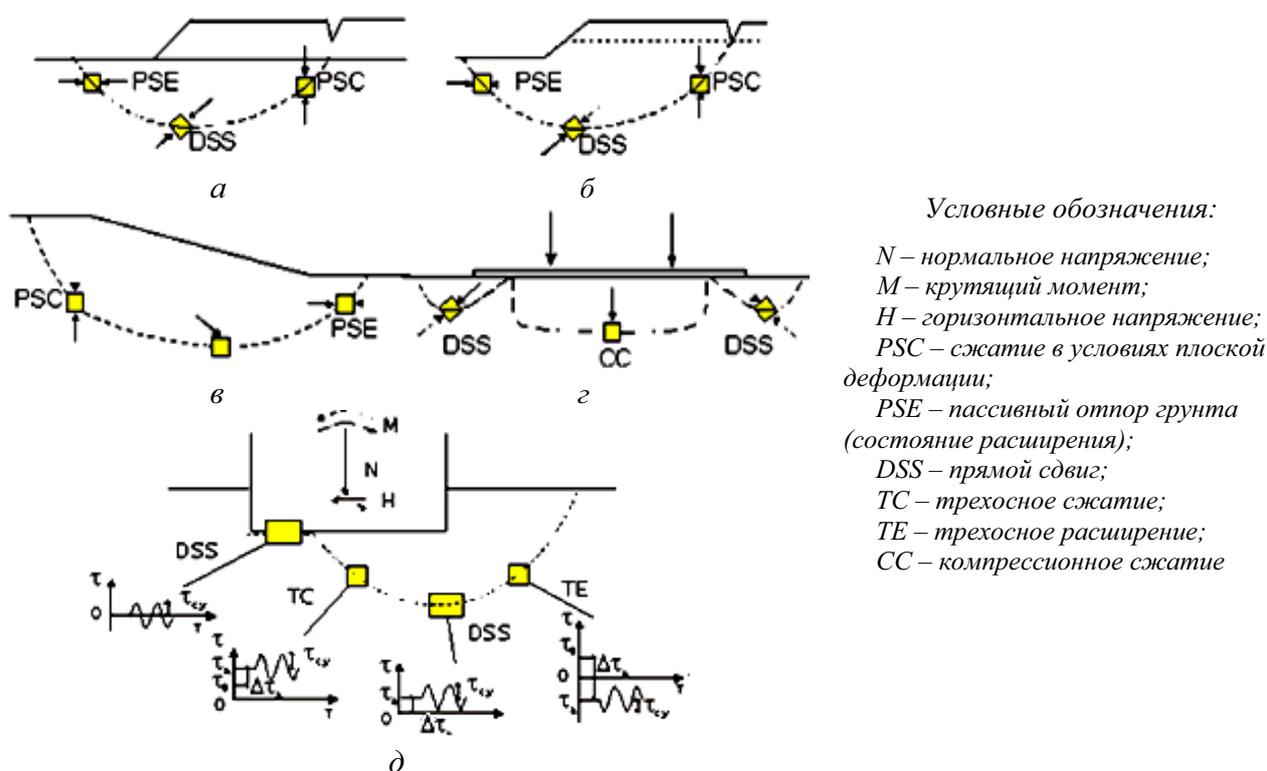


Рис. 8.7. Примеры напряженного состояния в различных точках на поверхности скольжения: а) насыть; б) выемка; в) откос; г) гибкий фундамент; д) гравитационная морская платформа [5, 137]

Чтобы выполнить основные требования по расчету устойчивости сооружений и ограничению деформаций основания, следует рассматривать все возможные предельные состояния. В основании различных сооружений грунт испытывает разные условия силового нагружения (рис. 8.7) – от условий простого сдвига (DSS) до условий трехосного сжатия (TS), трехосного расширения (TE) и компрессионного сжатия (CC).

Для гравитационных платформ и других гидротехнических сооружений, которые подвержены статическим и динамическим нагрузкам, образцы грунта должны испытываться при действии сдвигающих циклических напряжений τ_{cy} и напряжений от веса грунта и веса конструкции ($\tau_0 + \Delta\tau_a$). Поэтому рекомендуется проводить испытания образцов грунта под действием напряжений, отвечающих реально действующим в основании конкретных сооружений [5].

8.2. Реологические свойства грунтов

Практически все грунты испытывают во времени те или иные напряжения, под действием которых они уплотняются или разуплотняются, сдвигаются, разрушаются, меняют объем или форму.

Реология – наука о механическом поведении тел во времени при действии на них напряжений. Термин реология (от греч. «rheos» – течение) в начале становления этой науки означал учение о течении вязкого вещества. Затем эффект медленного течения был обнаружен и в твердых телах (металлах, пластмассах и др.), и это явление стало называться ползучестью. Теория ползучести вошла составной частью в механику твердого тела. По мере своего развития обе науки – реология и теория ползучести – все ближе соединялись, и сейчас реологию следует рассматривать как науку об изменениях во времени напряженно-деформированного состояния любой сплошной среды [12].

Реология грунтов представляет собой раздел механики грунтов, изучающий механическое поведение грунтов во времени при действии на них напряжений. Исследования реологических свойств грунтов следует проводить по специально разработанным программам с помощью длительных испытаний методом трехосного сжатия. В реологию мерзлых грунтов большой вклад внесли А. Бишоп, Р.Э. Дашко, Р.С. Зиангиров, М.Н. Гольдштейн, В.А. Королев, Н.Н. Маслов, С.Р. Месчан, Дж. Митчелл, А. Скемптон, Г.И. Тер-Степанян, Н.Н. Хархута и др., в реологию мерзлых грунтов – С.С. Вялов, С.Е. Гречищев, Л.Т. Роман, Н.А. Цытович и др.

Реологические процессы в грунте проявляются в виде:

- *ползучести*, т. е. развития деформаций во времени;
- *релаксации*, т. е. уменьшения напряжений, необходимых для поддержания постоянной деформации;
- *длительной прочности*, т. е. снижения во времени сопротивления грунта разрушению.

Ползучесть называется процесс развития деформаций (осевых или продольных, сдвиговых γ или объемных ε_v) во времени (t) при действии постоянного напряжения (соответственно, *нормального* σ , *касательного* τ или *всестороннего* σ_v). В соответствии с указанными действующими напряжениями различают *осевую* или *продольную ползучесть* (при одноосном сжатии или растяжении вдоль оси z или x, y), *ползучесть при сдвиге* и *объемную ползучесть*.

Осевой ползучестью называется развитие в грунте осевых (продольных) деформаций во времени в условиях одноосного растяжения или сжатия, при этом объем грунта практически не меняется, а меняется лишь его форма. Осевая ползучесть является нелинейной и описывается нелинейными функциями вида $\varepsilon = f(\sigma, t)$ или $\eta = f(\sigma)$.

Объемной ползучестью называется развитие во времени объемных деформаций (ε_v) грунта, возникающих в общем случае под действием *средних эффективных напряжений по главным осям*.

Ползучесть при сдвиге представляет собой процесс деформации сдвига во времени, происходящий при постоянном объеме грунта. Общие закономерности и вид кривых ползучести при сдвиге во многом схожи с кривыми осевой ползучести и принципиально отличаются от развития объемных деформаций, развитие которых носит затухающий характер, а сдвиговых – прогрессирующий [50].

Основными параметрами ползучести являются *скорость деформирования и вязкость*.

Отношение изменения деформации ползучести ко времени называется *скоростью ползучести* (v), соответственно выделяют *скорости осевой* $\frac{d\varepsilon}{dt}$, *сдвиговой* $\frac{d\gamma}{dt}$ или *объемной* $\frac{d\varepsilon_v}{dt}$ ползучести. Для жидкостей характерна почти прямая зависимость между скоростью деформаций и напряжением, а у идеальной жидкости она прямая (рис. 8.8, а).

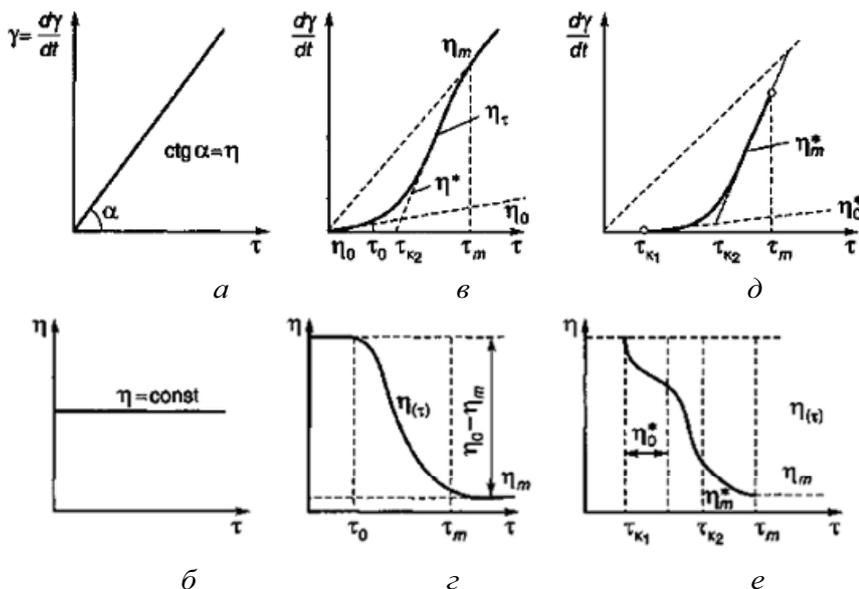


Рис. 8.8. Реологические кривые:

а и б – идеальной жидкости, в и г – жидкообразных тел, д и е – твердообразных тел [50]

Развитие скорости деформаций при увеличении напряжения у различных физических тел, включая и грунты, происходит по-разному и определяется особенностями их внутреннего трения – вязкостью. **Вязкость грунта** (или коэффициент динамической вязкости) в системе СИ измеряется в Н с/м², или Пз (пуаз) – 1 Пз = 0,1 Н с/м², а в системе СГС – в г/см с. Величина, обратная вязкости, называется **текучестью**: $j = 1/\eta$. Наряду с динамической вязкостью иногда рассматривается **кинематическая вязкость** $\nu = \eta/\rho$, где ρ – плотность грунта. Единицами кинематической вязкости служат м²/с, ранее использовались стоксы (1 Стокс = 1 · 10⁻⁴ м²/с). У ньютоновских жидкостей вязкость (η) постоянна и определяется из соотношения $\eta = \tau(dt/d\gamma)$.

Развитие ползучести грунта во времени происходит в одну или несколько стадий.

Затухающая, или ограниченная, ползучесть происходит с уменьшающейся скоростью деформирования, которая с течением времени падает до нуля и включает только одну стадию (рис. 8.9, б, кривая 1).

Незатухающая ползучесть – процесс деформирования грунта с постоянной или увеличивающейся скоростью при постоянном напряжении, включает в себя три стадии (рис. 8.9, б, кривая 2) [12]:

I – стадия неустановившейся ползучести с уменьшающейся скоростью (участок 0'–n);

II – стадия установившегося вязкопластического течения с примерно постоянной скоростью деформирования (участок n–m);

III – стадия прогрессирующего течения с возрастающей скоростью, приводящая к хрупкому или вязкому разрушению (участок m–f).

Условно-мгновенные деформации – это деформации упругие или упругопластические; деформации первой неустановившейся стадии ползу-

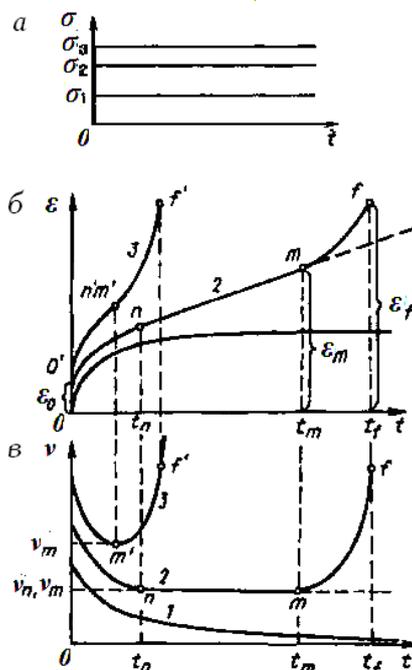


Рис. 8.9. Стадии осевой ползучести [12]:

а – изменение напряжений σ во времени t ; б – кривая развития во времени деформаций ползучести; в – кривая изменения скорости деформаций ползучести грунта во времени

чести – упругопластичновязкие; деформации второй установившейся стадии и третьей прогрессирующей стадии преимущественно пластичновязкие.

На кривых незатухающей ползучести и изменения ее скорости соответственно выделяют три характерные точки: *точку n* перехода из стадии I в стадию II и соответствующие ей значения t_n и v_n , *точку m* перехода из стадии II в стадию III и соответствующие ей значения t_m и v_m и *точку f*, определяющую момент разрушения грунта, и соответствующее ей значение t_f .

Точка t_m является критической по прочности, поскольку определяет начало III разрушающей стадии. Точка t_n соответствует началу пластичновязкого течения, определяя предел текучести. Точка t_f соответствует полному исчерпанию сопротивления грунта на грузкам и разрушению.

Объемная ползучесть всегда имеет затухающий характер, осевая и сдвиговая ползучести могут иметь все три стадии в зависимости от условий деформирования грунта.

У жидкообразных тел (включая сильновлажные глины, илы и др.) зависимость скорости деформации от напряжения сдвига является нелинейной (рис. 8.8, в), а вязкость – непостоянной и поэтому называется структурной. Для таких грунтов характерны два значения вязкости – наибольшее (η_0) и наименьшее (η_m), а также два предельных значения напряжения сдвига (рис. 8.8, з) – τ_0 и τ_m , определяющие переход от неразрушенной к предельно разрушенной структуре данного тела.

У твердообразных тел, к которым относится большинство грунтов, включая скальные, зависимость скорости деформации от напряжения сдвига так же является нелинейной, а само течение начинается лишь при преодолении некоторого предельного напряжения сдвига, называемого *условным статическим пределом текучести* и совпадающего с пределом упругости (рис. 8.8, д). При $\tau < \tau_{к1}$ грунт деформируется упруго и имеет неограниченно большую вязкость; при $\tau > \tau_{к1}$ начинается медленная ползучесть с уменьшающейся эффективной вязкостью; при $\tau > \tau_{к1}$ ползучесть переходит в течение с возрастающей скоростью и при $\tau_{к1}$ процесс завершается разрушением структуры грунта с наименьшей структурной вязкостью η_m (рис. 8.8, е). Величина $\tau_{к2}$ называется *условным динамическим пределом текучести*.

Релаксацией напряжений в грунте называется процесс изменения (уменьшения) напряжений во времени при сохранении постоянной деформации. Этот процесс является следствием перераспределения упругой и пластической деформации в грунте. Суть процесса заключается в том, что при испытании образца под постоянной нагрузкой происходит его деформация во времени. Чтобы в какой-либо момент времени деформация приостановилась и ее величина осталась постоянной, нужно постепенно уменьшать приложенную нагрузку. Такой процесс моделирует явление релаксации напряжений.

Длительной прочностью называется предел прочности грунта при соответствующей длительности действия нагрузки. Различают *мгновенную* (условно-мгновенную) прочность, соответствующую мгновенному разрушению при быстром нагружении, и *предельно-длительную прочность*, до превышения которой незатухающая ползучесть не развивается и разрушения не происходит. Длительная прочность существенно ниже «мгновенной прочности», определяемой при кратковременном воздействии нагрузки. Это явление тесно связано с ползучестью и релаксацией напряжений. Как отмечалось выше, развитие прогрессирующей ползучести с возрастающей скоростью заканчивается хрупким или вязким разрушением грунта. Поэтому длительное разрушение грунта происходит при напряжении, величина которого может быть меньше значения прочности при кратковременном нагружении. При этом, чем меньше приложенное напряжение, тем за более длительный промежуток времени происходит разрушение грунта, и наоборот. С длительной прочностью тесно связано и такое понятие, как *долговечность грунта (I)* – время от момента приложения нагрузки к грунту до момента его разрушения. Чем больше напряжение, тем меньше долговечность грунта, и наоборот [12].

8.3. Деформационные свойства грунтов и определение их показателей

8.3.1. Деформационные свойства грунтов

Деформацией грунтов называется их способность изменять форму и объем под действием внешних усилий, не приводящих к критическим разрушениям образцов грунта. Деформации могут меняться по абсолютной и относительной величине, характеру, т. е. быть обратимыми и необратимыми, развиваться быстро или медленно во времени. У одних грунтов отмечается определенная однозначная зависимость деформации от нагрузки, у других – величина деформаций зависит и от напряжений, и от скорости их приложения и длительности действия.

Для скальных грунтов типичны упругие свойства: область упругости у них сохраняется до напряжений, составляющих 70...75 % от разрушающих, при этом $\varepsilon_{\text{общ}} \ll \varepsilon_{\text{обр}}$. Упругие свойства изотропной среды обычно определяются одной из следующих пар констант [71]:

- модулем упругости E и коэффициентом Пуассона μ ;
- модулем сдвига G и константой Лямэ $\lambda = \frac{\mu E}{(1 + \mu)(1 - 2\mu)}$;
- скоростью распространения продольных v_s и поперечных v_p упругих волн (п. 8.9).

Полускальные грунты являются лишь частично упругими, и для них, кроме показателей упругих свойств, большое значение имеют показатели, характеризующие их способность сопротивляться обратимым и необратимым деформациям.

В рыхлых обломочных несвязных грунтах и в глинистых мягких связных грунтах чисто упругие свойства имеют подчиненное значение, а главное значение имеют только показатели их общих деформаций: модуль общей деформации E_0 , модуль объемной деформации K , модуль осадки E_s , коэффициент поперечной деформации ν , коэффициент сжимаемости m и коэффициент относительной сжимаемости, а также некоторые показатели свойств специфических грунтов: набухаемых, просадочных, мерзлых и засоленных.

Модулем общей деформации E_0 , МПа, называется коэффициент пропорциональности линейной связи между приращениями давления на образец и его относительной линейной общей деформацией. Рассчитывается по формуле $E_0 = \sigma / \varepsilon_{\text{общ}}$, тогда как модуль упругости находится из соотношения $E = \sigma / \varepsilon_{\text{обр}}$ (рис. 8.3, б). Таким образом, всегда $E_0 < E$, поскольку всегда $\varepsilon_{\text{общ}} > \varepsilon_{\text{обр}}$.

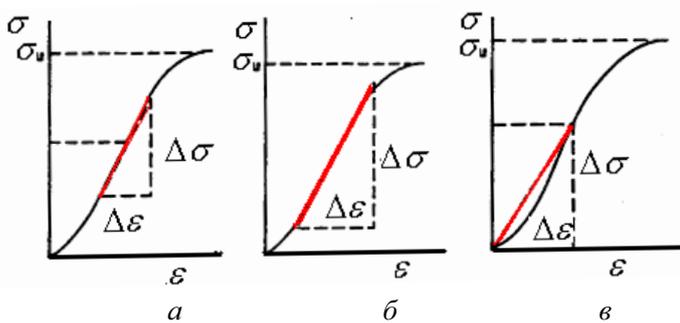


Рис. 8.10. Определение модулей деформации: а – касательный модуль, определенный на уровне напряжений в процентах от предельной прочности; б – осредненный модуль на линейном участке; в – секущий модуль, определенный на уровне напряжений в процентах от предельной прочности σ_u

Модуль общей деформации может быть определен тремя способами (рис. 8.10) по формуле

$$E_0 = \frac{\Delta \sigma}{\Delta \varepsilon}, \quad (8.4)$$

где $\Delta \sigma$ и $\Delta \varepsilon$ – приращения вертикального напряжения и вертикальной полной деформации начального участка диаграммы деформирования при следующем выбранном способе:

- касательный модуль деформации определяется как тангенс угла наклона прямой (рис. 8.10, а), проведенной через выбранное значение вертикального напряжения, составляющее 30...50 % предельной прочности;

- если кривая имеет явно выраженный линейный участок (рис. 8.10, б), то модуль деформации определяется как тангенс угла наклона прямой, совпадающей с данным участком;
- *секущий модуль деформации* (рис. 8.10, в) используется в случае, если начальный участок кривой деформирования имеет выраженный нелинейный участок.

Аналогично определяются значения модулей по ветви разгрузки, они характеризуют упругую часть деформации грунта при его разгрузке и называются модулями упругости при изучении влияния статических нагрузок. В этом случае понятие модуля упругости для мягких дисперсных грунтов применяется только при очень малых напряжениях, не превышающих модуля упругости среды, когда деформации нагрузки и разгрузки являются полностью обратимыми. При нагружении грунтов их уплотнение происходит в основном за счет изменения объема пор между твердыми частицами, по сравнению с которыми деформации минеральных частиц и поровой воды пренебрежимо малы.

Модуль общей деформации E_0 не является константой для грунта, так как зависит от диапазона напряжений, при которых он был определен. Поэтому необходимо *всегда указывать нагрузки, для которых он получен, и сравнивать величину модулей между собой имеет смысл лишь в одинаковых диапазонах напряжений.*

Модулем осадки E_s , мм/м, называется относительная деформация грунта, выраженная в промилле, которая определяется по формуле

$$E_s = \frac{\Delta h}{h} \cdot 1000 = \frac{e - e_i}{1 + e} \cdot 1000,$$

где Δh и e_i – деформация образца и коэффициент пористости при нагрузке σ ; h – начальная высота образца; e – начальный коэффициент пористости.

Этот показатель широко используется при проектировании насыпных сооружений на слабых основаниях и характеризует изменение исходного состояния грунта под нагрузками.

Модулем упругости E , МПа, называется коэффициент пропорциональности между напряжением и соответствующей ему относительной обратимой деформацией: $\sigma = E \varepsilon_{обр}$. Модуль упругости определяется при испытаниях на одноосное сжатие с возможностью бокового расширения. В ГОСТ 12248 приведена методика компрессионного и трехосного определения модуля деформации, который учитывает как упругую, так и остаточную деформацию. Выделить из результатов этих испытаний упругий модуль можно, только используя ветвь разгрузки зависимости $\varepsilon - \sigma$, рассчитав модуль по формуле (8.4).

Модуль упругости находится через модуль сдвига G и объемный модуль K :

$$E = \frac{9GK}{3K + G}, \quad E = \frac{G(3\lambda + 2G)}{1 + G}, \quad E = 2G(1 + \nu).$$

Численно *модуль упругости* равен напряжению, которое обусловило относительную деформацию, равную единице. Величина его характеризует жесткость грунтов, т. е. их способность упруго сопротивляться линейным деформациям растяжения или сжатия. Величина модуля, измеренного на сжатие (E_c), больше величины модуля, измеренного на растяжение (E_p) [58]:

$$\frac{E_c}{E_p} = 1,5 \dots 1,55.$$

Модуль упругости, определяемый в статических условиях (при однократном нагружении), отличается от аналогичного модуля, определяемого в динамических условиях (при многократном нагружении или по скорости прохождения упругих волн).

Коэффициент поперечной деформации ν и коэффициент Пуассона μ (величина безразмерная) – это отношение поперечной относительной деформации (ε_y) к продольной относительной деформации (ε_z), взятое с обратным знаком (в случае если действуют только вертикальные напряжения, а напряжения ε_x и ε_y отсутствуют). *Коэффициент поперечной деформации* можно также определить по формуле

$$\nu = \varepsilon_y / \varepsilon_z. \quad (8.5)$$

Коэффициент Пуассона μ скальных, полускальных и плотных глинистых грунтов определяется по разгрузочным ветвям зависимостей ε – σ по формуле (8.5) или через модуль упругости E , модуль сдвига G , объемный модуль K , параметр Лямэ λ :

$$\mu = \frac{E - 2G}{2G}, \quad \mu = \frac{\lambda}{2(\lambda + G)}, \quad \mu = \frac{3K - 2G}{2(3K + G)}.$$

Коэффициент *поперечной деформации* изменяется теоретически от 1 до +0,5, а практически от 0 до +0,5, и может снижаться до 0 в лёссовидных грунтах. Коэффициент не может быть более 0,5, так как в этом случае при всестороннем сжатии ($\varepsilon_x = \varepsilon_y = \varepsilon_z$) должен был бы увеличиваться объем грунта, что физически невозможно. Однородные по минеральному составу грунты характеризуются более низкими значениями коэффициента. Чем больше его значение, тем больше грунт может деформироваться.

Коэффициент бокового давления грунта ξ в условиях его естественного залегания равен отношению бокового сжимающего напряжения σ_{xg} к напряжению вертикальному σ_{zg} . Коэффициентом бокового давления следует называть коэффициент бокового давления грунта в стабилизированном состоянии при неизменном положении вертикальных сечений образца и отсутствии касательных напряжений по ним.

В случае трехосных испытаний коэффициент бокового давления (ξ) грунта определяется из отношения бокового давления ($\sigma_2 = \sigma_3$) к нормальному давлению (σ_1): $\xi = \sigma_2 / \sigma_1$. Нормальное давление следует задавать исходя из условий работы грунта основания в интервале давлений, эквивалентных природным σ_{1g} , или давлений, соответствующих структурной прочности p_{str} и заданному проектному давлению.

Для случая осесимметричной деформации, когда $\varepsilon_2 = \varepsilon_3$ [94]:

$$\xi_2 = \xi_3 = \frac{\frac{1}{1-\nu} \frac{\varepsilon_2}{\varepsilon_1} + \frac{\nu}{1-\nu}}{1 + 2 \frac{\nu}{1-\nu} \frac{\varepsilon_2}{\varepsilon_1}}.$$

Коэффициенты поперечного расширения ν и бокового давления ξ связаны между собой зависимостями:

$$\nu = \frac{\xi}{1 + \xi} \quad \text{и} \quad \xi = \frac{\nu}{1 - \nu}.$$

Следует иметь в виду, что эти зависимости справедливы для случая, когда главные деформации $\varepsilon_2 = \varepsilon_3 = 0$.

Модулем сдвига G , МПа, называется характеристика деформируемости, определяемая отношением приложенного к грунту касательного напряжения τ к углу сдвига γ (рис. 8.2, б). Этот показатель используется при расчете устойчивости сооружений и массивов грунтов, давления грунтов на ограждения и подземные сооружения, при расчете осадок под свайными фундаментами.

Модуль сдвига связан с коэффициентом Пуассона и модулем упругости зависимостью [79]:

$$G = \frac{E}{2(1 + \mu)}. \quad (8.6)$$

Величина модуля сдвига зависит от уровня деформации (или прилагаемых касательных напряжений) и определяется тремя способами. На рис. 8.11, а приведена типичная кривая зависимости касательного напряжения от сдвиговой деформации для дисперсных грунтов при недренированном нагружении и три традиционно используемых варианта определения модуля сдвига. При очень низком уровне напряжения (малых деформациях) модуль сдвига будет максимальным G_{\max} , при увеличении напряжений модуль сдвига уменьшается. При уровне напряжения, равном 50 % от разрушающей нагрузки, для *касательного модуля* часто используют обозначение G_{50} , которое соответствует коэффициенту

надежности, характерному для обычных рабочих условий. При разрушении уровень сдвига характеризует секущий модуль G_f .

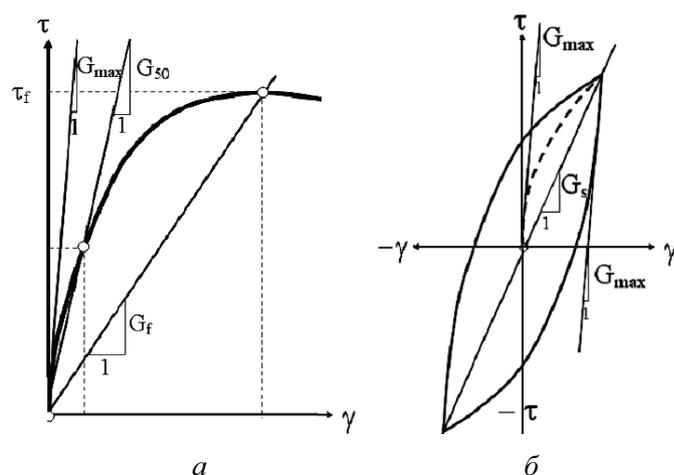


Рис. 8.11. Определение модулей сдвига [79]:
 а – зависимость сдвиговой деформации от касательных напряжений для грунтов при недренажном нагружении;
 б – напряженно-деформированное состояние грунта во время сдвига при повторной нагрузке

Обычно на практике соотношение между напряжениями и деформациями грунта определяют по секущему модулю G_{max} . Отметим, что при разгрузке и повторном нагружении данный модуль часто рассматривают как соответствующий модулю начальной нагрузки G_{max} . На рис. 8.11, б приведена зависимость между напряжениями и деформациями в случае повторной нагрузки, а также кривые начальной нагрузки G_{max} и повторной разгрузки-нагрузки [79].

Объемным модулем K называется коэффициент пропорциональности между объемными напряжениями и соответствующими им относительными объемными деформациями: $\sigma_v = K\varepsilon_v$. Объемный модуль можно также определить из формул:

$$K = \frac{GE}{9G - 3E}, \quad K = \frac{2G(1 + \mu)}{3(1 - 2\mu)}, \quad K = \frac{E}{3(1 - 2\mu)} = \lambda + \frac{2}{3}G.$$

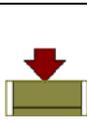
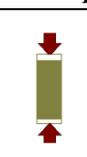
Для определения сжимаемости грунта применяются четыре широко известных метода [125]:

- обратные вычисления из измеренных осадок при эквивалентных напряжениях, которые позволяют оценить характеристики сжимаемости, учитывая слоистость оснований, перераспределение нагрузки и временные эффекты, которые сложно включить в расчет;
- эмпирическая оценка деформаций на основе не прямых полевых испытаний, подобных статическому зондированию;
- измерения деформаций полевыми методами, такими как испытания плоским штампом и прессиометром;
- компрессионные и трехосные испытания грунтов в лабораторных условиях.

Характеристики деформационных свойств грунтов природного сложения, а также искусственного происхождения должны определяться на основе их непосредственных испытаний в полевых или лабораторных условиях (методы определения приведены в табл. 8.1) с учетом возможного изменения влажности грунтов в процессе строительства и эксплуатации сооружений [114]. При определении модуля деформации в полевых условиях допускается проводить испытания грунта при природной влажности с последующей корректировкой полученного значения модуля деформации на основе компрессионных испытаний. Для этого проводятся параллельные компрессионные испытания грунта природной влажности и грунта, предварительно водонасыщенного до требуемого значения влажности. Полученный в опытах коэффициент снижения модуля деформации грунта при его дополнительном водонасыщении используется для корректировки полевых данных.

Таблица 8.1

Методы лабораторных испытаний деформируемости грунтов

Наименование параметров	Обозначение, размерность	Метод определения	
Пески мелкие и пылеватые, глинистые грунты с $I_L > 0,5$, органо-минеральные и органические грунты [17]			
Модуль общей деформации	E_{os} , МПа		Компрессионное сжатие
Модуль деформации (определенный по ветви вторичного нагружения)	E , МПа		Компрессионное сжатие – рекомпрессия
Коэффициент компрессии при нагружении	m , 1/МПа		Компрессионное сжатие
Коэффициент компрессии при разгрузке	m_r , 1/МПа		Компрессионное сжатие – рекомпрессия
Структурная прочность	p_{str} , кПа		Компрессионное сжатие
Глинистые, органо-минеральные и органические грунты [17]			
Коэффициент первичной консолидации	c_v , см ² /с		Компрессионное сжатие: консолидация
Коэффициент вторичной консолидации	c_{os} , см ² /с		
Просадочные разности глинистых грунтов и песков пылеватых [30]			
Относительная просадочность при заданном давлении	ε_{sl}		Компрессионное сжатие по схеме «одной кривой»
Относительная просадочность при различных давлениях	ε_{slp}		Компрессионное сжатие по схеме «двух кривых»
Начальное просадочное давление	p_{slb} , кПа		
Набухающие грунты: глинистые набухающие разности [17]			
Свободное набухание	ε_{sw}		Компрессионное сжатие
Набухание под нагрузкой	ε_{swp}		
Давление набухания	p_{sw} , МПа		
Засоленные грунты: супеси и суглинки, содержащие легко- и среднерастворимые соли, пески (кроме гравелистых) [17]			
Относительное суффозионное сжатие при заданном давлении	ε_{sf}		Компрессионное сжатие по схеме «одной кривой»
Относительное суффозионное сжатие при разных давлениях	ε_{sfp}		Компрессионное сжатие по схеме «трех кривых»
Начальное давление суффозионного сжатия	p_{sf} , МПа		
Все дисперсные грунты [17]			
Модуль деформации	E_{os} , МПа		Консолидированно-дренированное трехосное испытание
Коэффициент поперечной деформации	ν		
Коэффициент первичной консолидации	c_v , см ² /с		Консолидированно-недренированное и консолидированно-дренированное трехосное испытание
Модуль сдвига	G , МПа		
Модуль объемной деформации	K , МПа		Консолидированно-дренированное трехосное испытание (расчетные)
Секущий модуль деформации E_{50}	E_{50} , МПа		
Мерзлые грунты: пески (кроме гравелистых и крупных), глинистые грунты [17]			
Коэффициент нелинейной деформации	A		Одноосное сжатие
Коэффициент поперечной деформации	ν		
Модуль деформации	E_{os} , МПа		
Коэффициент сжимаемости	m , кПа ⁻¹		Компрессионное сжатие
Коэффициент оттаивания	A_{th}		

Скальные грунты с пределом прочности при одноосном сжатии не менее 5 МПа [40], полускальные и глинистые грунты с $I_L < 0,25$ [17]			
Модуль упругости	E , МПа		Одноосное сжатие (определяется по ветви разгрузки)
Коэффициент Пуассона	μ		
Модуль деформации	E_0 , МПа		Одноосное сжатие
Коэффициент поперечной деформации	ν		

Наиболее достоверными методами определения деформационных характеристик грунтов являются полевые испытания статическими нагрузками в шурфах или котлованах с помощью плоских штампов площадью 2500...5000 см², а также с помощью винтовой лопасти-штампа площадью 600 см² [43].

Модули деформации песчаных и пылевато-глинистых грунтов, *не обладающих резко выраженной анизотропией свойств*, могут быть определены с помощью прессиометров в скважинах и плоских вертикальных штампов (лопастных прессиометров) в скважинах или массиве, с последующей корректировкой получаемых данных. Корректировка должна осуществляться путем их сопоставления с результатами параллельно проводимых эталонных испытаний того же грунта с помощью плоских горизонтальных штампов, а при затруднительности проведения последних (большие глубины испытаний, водонасыщенные грунты) – с результатами испытаний винтовой лопастью-штампом. Указанные параллельные испытания обязательны при исследованиях грунтов для строительства зданий и сооружений I класса. Для зданий и сооружений II–III классов допускается корректировать результаты испытаний прессиометрами с помощью эмпирических коэффициентов.

Модули деформации песчаных и пылевато-глинистых грунтов для зданий и сооружений I и II классов могут быть определены методом статического зондирования, на основе сопоставления данных зондирования с результатами испытаний тех же грунтов штампами. Для зданий и сооружений III класса допускается определять модуль деформации только по данным статического зондирования.

Модули деформации песчаных грунтов (кроме пылеватых водонасыщенных) могут быть определены методом динамического зондирования на основе сопоставления данных зондирования с результатами испытаний тех же грунтов штампами. Проведение сопоставительных испытаний обязательно для зданий и сооружений I и II классов. Для зданий и сооружений III класса допускается определять модуль деформации песчаных грунтов *при глубине их залегания до 6 м* только по данным динамического зондирования [114].

В лабораторных условиях деформационные характеристики могут быть определены в компрессионных приборах и приборах трехосного и одноосного (для мерзлых грунтов) сжатия. Для сооружений I и II уровней ответственности значения E по лабораторным данным должны уточняться на основе их сопоставления с результатами параллельно проводимых испытаний того же грунта штампами. Для сооружений III уровня ответственности допускается определять значения E_0 только по результатам компрессии, корректируя их с помощью повышающих коэффициентов m_k , приведенных в табл. 8.2, для промежуточных значений e коэффициент m_k определяют интерполяцией. Эти коэффициенты распространяются на четвертичные глинистые грунты с показателем текучести $0 < I_L \leq 1$, при этом значения модуля деформации по компрессионным испытаниям следует вычислять в интервале давлений 0,1...0,2 МПа.

Значения коэффициента m_k [114]

Вид грунта	Значения коэффициента m_k при коэффициенте пористости e , равном					
	0,45–0,55	0,65	0,75	0,85	0,95	1,05
Супеси	4	3,5	3	2	–	–
Суглинки	5	4,5	4	3	2,5	2
Глины	–	6	6	5,5	5	4,5

Определение деформационных характеристик грунтов в лабораторных условиях следует производить, как правило, методом трехосного сжатия (ГОСТ 12248), а результаты использовать для корректировки данных испытаний методами компрессионного сжатия [109]. Проектирование фундаментов с использованием результатов компрессионных испытаний без корректировочных коэффициентов ведет к завышению расчетной осадки и в итоге к неоправданному завышению стоимости фундамента [5]. Очень трудно получить надежные данные по результатам полевых и лабораторных измерений модуля деформации грунта, особенно из-за нарушений образцов и других причин. Данные лабораторных испытаний образцов часто искажают сжимаемость грунта *in situ*, поэтому следует анализировать данные о поведении существующих сооружений при наличии таковых.

8.3.2. Определение характеристик деформируемости при компрессионных испытаниях дисперсных грунтов

Компрессионная сжимаемость грунтов, т. е. компрессия, – это способность грунта сжиматься под ступенчато возрастающей нагрузкой при невозможности его бокового расширения в условиях открытой системы, т. е. при дренированных испытаниях с возможностью оттока воды и воздуха из пор образца.

Компрессионные испытания проводятся для определения показателей, используемых для расчета осадки грунта под нагрузкой от сооружений и величины осадки при консолидации грунта в определенный момент времени (п. 8.33). Осадки уплотнения возникают вследствие уменьшения объема пор от давлений, передаваемых на основание через подошву фундамента, и рассчитываются по формуле (8.2). На рис. 8.12 приведена схема компрессионного опыта, моделирующего осадку основания сооружения, и графики-схемы результатов компрессионных (включая рекомпрессию) и консолидационных испытаний [136].

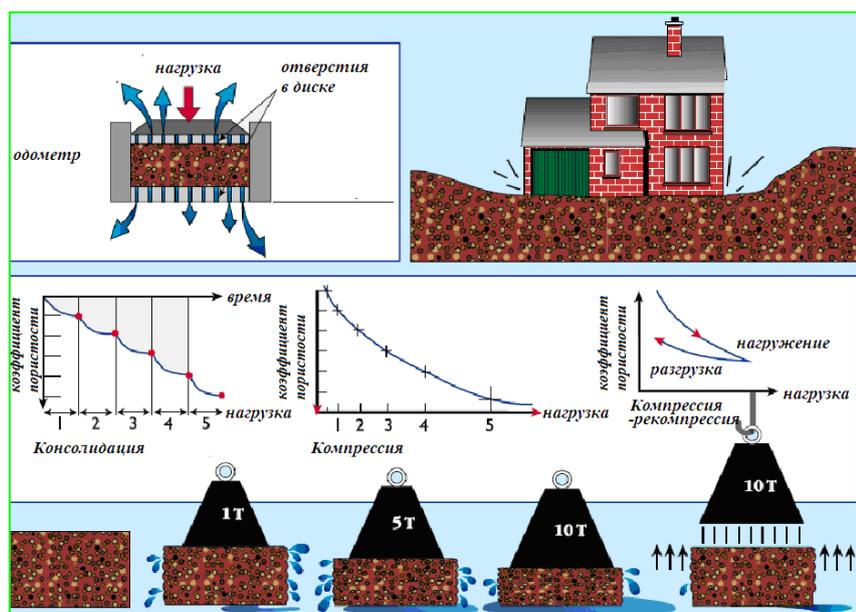


Рис. 8.12. Компрессионные испытания, моделирующие процесс осадки грунтов основания [136]

Лабораторные исследования должны моделировать работу грунта в основании здания в условиях изменяющегося напряженно-деформированного состояния. В частности, испытания грунта в компрессионных приборах и приборах трехосного сжатия необходимо проводить с учетом напряженно-деформированного состояния грунтового массива в диапазоне действующих в основании здания напряжений и предусматривать реконсолидацию образцов грунта, принимая во внимание давление предуплотнения. Компрессия развивается в дисперсных грунтах в основном за счет остаточных пластических деформаций. Расчеты деформаций основания, возникающих при действии кратковременных нагрузок, следует выполнять, используя деформационные характеристики, учитывающие ограниченное время приложения нагрузки (например, значение модуля деформации, определенное по ветви вторичного нагружения).

Влияние различных факторов на компрессионные свойства песчаных и глинистых грунтов количественно лучше всего определяется зависимостью изменения пористости грунта от действующего внешнего давления. Внешняя нагрузка, приложенная к песчаному или глинистому грунту, вызывает деформацию сжатия, т. е. компрессию, вследствие этого уменьшается пористость грунтов, повышается их плотность (рис. 8.13), поэтому для оценки сжимаемости песчаных и глинистых грунтов принято исследовать влияние внешнего давления на изменение их коэффициента пористости.

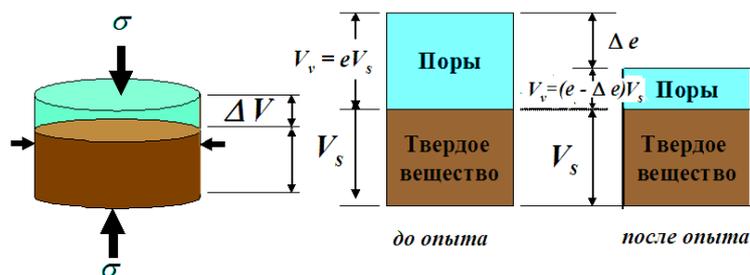
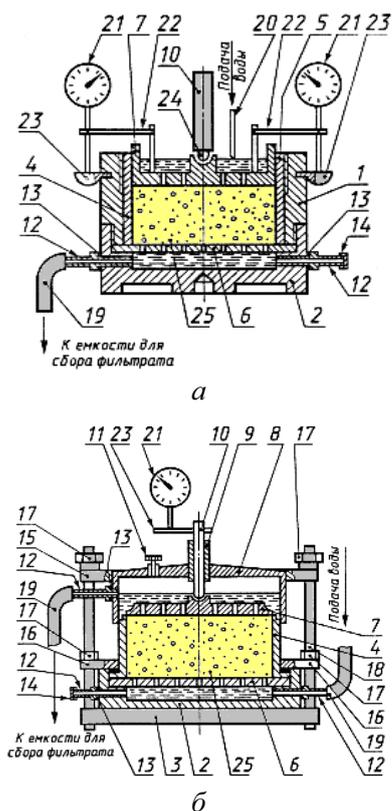


Рис. 8.13. Изменение пористости грунта при компрессии

В результате компрессионных испытаний определяются следующие деформационные показатели:

- структурная прочность p_{str} , МПа;
- коэффициент сжимаемости m , $1/\text{МПа}$, или МПа^{-1} ;
- модуль деформации для ветвей первичного и повторного нагружения E_0 и E_i , МПа;
- модуль осадки E_s , мм/м.

Компрессионные характеристики определяют по результатам испытаний образцов грунта в компрессионных приборах (одеметрах) или компрессионно-фильтрационных приборах, исключающих возможность бокового расширения образца грунта при нагружении его вертикальной нагрузкой. В состав установки для испытания грунта в условиях компрессионного сжатия должны входить: компрессионный прибор (рис. 8.14), состоящий из рабочего кольца, цилиндрической обоймы, перфорированного вкладыша под рабочее кольцо и поддона с емкостью для воды; механизм для вертикального нагружения образца грунта; устройства для измерения вертикальных деформаций образца грунта. Конструкция компрессионного прибора должна обеспечивать: подачу воды к образцу снизу и отвод ее; герметичность деталей прибора; центрированную передачу нагрузки на штамп; постоянство давления на каждой ступени; первоначальную нагрузку на образец, создаваемую весом штампа и закрепленными на нем измерительными приборами, не более $0,0025$ МПа. В компрессионном приборе может быть предусмотрено измерение порового давления в образце и бокового давления грунта на стенки рабочего кольца. В России применяются компрессионные приборы конструкции Маслова, ГидроПроекта, КППА 60/25 ДС (ООО «НПП «Геотек»»), КПр-1М и другие. В табл. 8.3 приведены основные типы компрессионных приборов и их особенности.



Условные обозначения:

- 1 – корпус;
- 2 – поддон корпуса;
- 3 – основание корпуса;
- 4 – рабочее кольцо;
- 5 – направляющее кольцо;
- 6 – перфорированный вкладыш;
- 7 – перфорированный штамп;
- 8 – крышка;
- 9 – втулка;
- 10 – шток;
- 11 – спускная пробка;
- 12 – штанцер;
- 13 – резиновая прокладка;
- 14 – заглушка;
- 15 – прижимное кольцо верхнее;
- 16 – прижимное кольцо нижнее;
- 17 – гайка;
- 18 – стойка;
- 19 – шланг;
- 20 – стеклянная трубка;
- 21 – индикатор;
- 22 – держатель индикатора;
- 23 – опорная пятка индикатора;
- 24 – шарик;
- 25 – образец испытываемого грунта

Рис. 8.14. Схемы компрессионно-фильтрационных приборов [17]:
 а – для испытаний по схеме нисходящего потока воды;
 б – для испытаний по схеме восходящего потока воды

При компрессионных испытаниях используют три метода определения показателей [5]:

- ступенчатое нагружение образцов грунта со стабилизацией деформаций во времени (ГОСТ 12248);
- испытания с постоянной скоростью деформации (CRS);
- испытания с оценкой стабилизации деформаций по степени релаксации напряжений.

Метод компрессионного сжатия, приведенный в ГОСТ 12248, предусматривает только ступенчатое нагружение образцов грунта со стабилизацией деформаций во времени от 4 до 24 часов, в зависимости от вида грунта. В этом случае продолжительность испытаний одного образца глинистого грунта, например мягкопластичной консистенции, может составить до 3–4 суток. Испытания в стабилometре также занимают несколько суток или даже недель, так как каждое приращение нагрузки сохраняется постоянным до тех пор, пока поровое давление не стабилизируется или не будет достигнута заданная величина стабилизации деформации.

Таблица 8.3

Типы компрессионных приборов [5]

Тип компрессионного прибора	Особенности прибора
Прибор со статическим нагружением	Измерение вертикальной деформации и нормального давления; измерение порового давления; измерение скорости волны сдвига; создание обратного давления; измерение давления набухания
Прибор с постоянной скоростью деформации (CRS)	
Прибор с измерением релаксации напряжений	
Приборы с измерением боковых напряжений	Дополнительно к предыдущему измерение боковых напряжений
Компрессионно-фильтрационные приборы	Измерение проницаемости грунтов под нагрузками



Рис. 8.15. Устройства для замеров
ООО «НПП «Геотек»» [140]:
а – боковых перемещений, б – порового давления

Альтернативными испытаниями являются испытания с постоянной скоростью деформации (CRS), позволяющие оценить сжимаемость в зависимости от эффективных напряжений за более короткое время (7–8 часов). CRS-испытания являются стандартными испытаниями грунтов в Швеции, Норвегии, Соединенных Штатах (ASTM D 4186-97) и Франции. Результаты этих испытаний зависят от скорости осевой деформации, которую рекомендуется назначать из результатов стандартных компрессионных испытаний, близкой к скорости, наблюдаемой в основании фундаментов (типичное значение скорости деформации составляет 10^{-7} в минуту). В 2009 г. в ООО «НПП «Геотек»» была разработана конструкция компрессионного прибора с замером бокового напряжения (рис. 8.15, а) с целью использования метода CRS для испытаний грунтов, которые позволяют оценить: характер изменения напряженного состояния грунтового образца в процессе сжатия с определением среднего напряжения и интенсивности касательных напряжений; коэффициенты бокового давления ζ и поперечного расширения ν ; параметры предельного состояния (сцепление c и угол внутреннего трения φ); модуль общей деформации E_0 с уточнением коэффициента β , характеристики просадочности, набухания [140]. Компрессионные приборы замеряют поровое давление (рис. 8.15, б) и боковое давление грунта на стенки рабочего кольца ($\varepsilon_x = \varepsilon_y$). Модуль деформации, полученный из этих испытаний, имеет два значения: первый характеризует деформируемость грунта при напряжениях менее структурной прочности грунта p_{str} , а второй – при напряжениях в грунте от внешней нагрузки более структурной прочности грунта [5].



Рис. 8.16. АКР-2 (автоматический компрессионный релаксометр)

Приборы-релаксометры с нагружением с постоянной скоростью деформации или с оценкой стабилизации деформаций по степени релаксации напряжений также позволяют сократить сроки испытаний от нескольких дней до нескольких часов. Автоматический компрессионный релаксометр АКР-2 [142] (рис. 8.16) представляет собой электромеханический пресс, который предназначен для определения параметров компрессионного сжатия грунтов, в том числе и по ветви разгрузки; определения давления набухания грунтов при их замачивании в случае нулевых деформаций; исследования сжимаемости и коэффициента оттаивания мерзлых грунтов; предварительного уплотнения грунтов перед сдвигом. Прибор отличается тем, что образец грунта испытывают в режиме релаксации напряжений, а по конечным значениям давлений и соответствующих деформаций образца, фиксируемых тензорными датчиками, при завершении каждой из ступеней нагрузки строят компрессионную кривую. После достижения заданной величины деформирования образца грунта на каждой ступени ограничивают дополнительную осадку образца путем частичного сбрасывания нагрузки, приближая к условной стабилизации напряжений или деформаций образца. В методе реализована известная закономерность, согласно которой при использовании метода релаксации напряжений в случае испытаний водонасыщенных грунтов изменение общих напряжений и порового давления в испытываемых образцах происходит с одной скоростью, что позволяет в

большинстве случаев не измерять поровое давление без ущерба определения ряда характеристик грунтов. Основным преимуществом релаксационного способа испытания грунтов на сжимаемость является многократное (в 5–10 раз) сокращение продолжительности экспериментов при сохранении точности определения параметров по сравнению с традиционными методами.

Нестандартный консолидационный прибор разработан профессором Rowe из Манчестера (рис. 8.17). Консолидометр нагружается при помощи гидравлики, при этом система нагрузки позволяет применять широкий диапазон давлений на образцы большого диаметра. Уникальной особенностью одометра Rowe является замер порового давления в образце грунта, возможность моделировать до восьми вариантов различных условий дренирования (рис. 8.17, в, г), а также испытание образцов больших диаметров. Одометр Rowe and Barden позволяет проводить опыты с образцами диаметром 50...100 мм, в которых возможно моделирование различных гидравлических градиентов, встречающихся в полевых условиях, и точный замер давлений. Плавающее кольцо позволяет образцу перемещаться вертикально. Оба типа одометров могут работать с гибким или жестким пористым диском (рис. 8.17, а, б) [136].

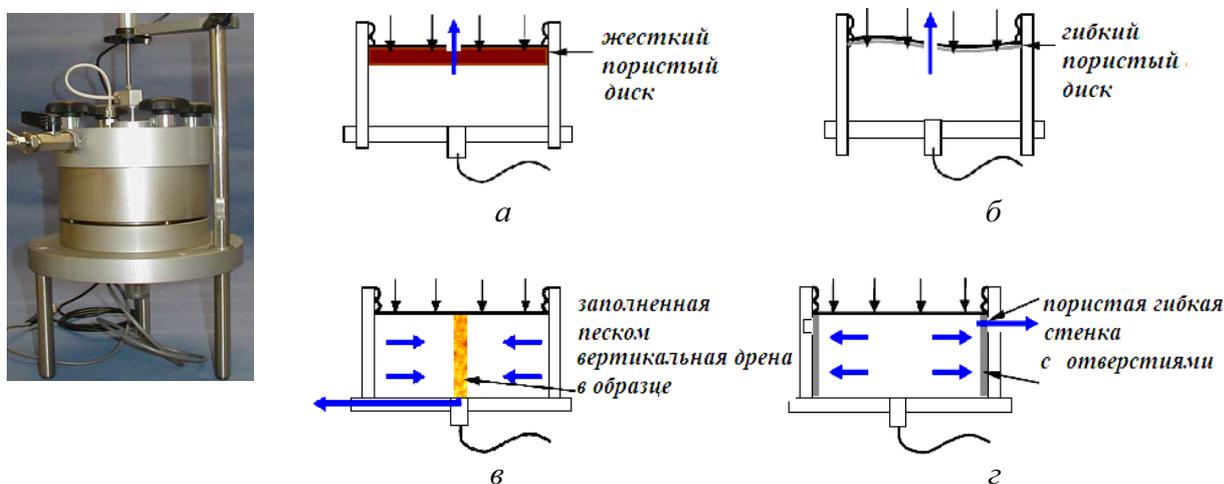


Рис. 8.17. Фотография и схемы одометров Rowe и Barden [137]:

а – схема прибора Rowe и Barden с жестким пористым диском для постоянных осевых напряжений;
 б – с гибким пористым диском для постоянного давления; в – схема прибора Rowe, моделирующего горизонтальный дренаж с внутренним радиальным потоком; г – схема прибора Rowe с горизонтальным дренажом с наружным радиальным потоком

Проведение компрессионного испытания [17]. Для испытаний используют образцы грунта ненарушенного сложения с природной влажностью, или водонасыщенные, или образцы нарушенного сложения с заданными значениями плотности и влажности. Образец должен иметь форму цилиндра диаметром не менее 71 мм и отношение диаметра к высоте от 2,8 до 3,5. Максимальный размер фракции грунта (включений, агрегатов) в образце должен быть не более 1/5 высоты образца.

Компрессионные приборы тарируют на сжатие с помощью металлического вкладыша, покрытого с двух сторон бумажными фильтрами, смоченными водой. Тарировка проводится не менее раза в год или при смене фильтров. Максимальное давление при тарировке принимают в зависимости от конструкции прибора и предельных нагрузок при испытаниях, но не менее 1,0 МПа. Нагружение производят ступенями давления – 0,05 МПа на первых двух ступенях и далее ступенями 0,1 МПа с выдержкой по 2 мин.

При испытаниях образец грунта в рабочем кольце взвешивают, покрывают с торцов влажными фильтрами и помещают в компрессионный прибор: устанавливают образец на перфорированный штамп; регулируют механизм нагружения образца; устанавливают приборы для измерения вертикальных деформаций образца; записывают начальные показания приборов. При необходимости водонасыщение образца проводят

путем фильтрации воды снизу вверх под арретиром. Для этого заполняют поддон водой. Водонасыщение для глинистых грунтов проводят в течение 2–5 сут, для песков – до момента появления воды над штампом. Водонасыщение образца грунта в рабочем кольце может быть выполнено до испытания в специальной вакуумной камере, заполненной водой, после чего его помещают в компрессионный прибор.

Нагружение испытываемого образца проводят равномерно, без ударов ступенями нагрузки. Допускается проведение испытаний с постоянной скоростью деформации образца с измерением порового давления, а также испытаний с измерением бокового давления. При испытании песков, в том числе заторфованных, органо-минеральных и органических грунтов, первую ступень давления p_1 принимают в зависимости от коэффициента пористости e по табл. 8.4, а при испытании глинистых грунтов – в зависимости от показателя текучести I_L по табл. 8.5.

Уплотнение грунта проявляется при напряжениях в грунте, когда они превышают его *структурную прочность*. При испытании глинистых грунтов, в том числе органо-минеральных, для определения их структурной прочности на сжатие (p_{str}) первую и последующие ступени давления принимают равными 0,0025 МПа до момента начала сжатия образца грунта. За начало сжатия следует считать относительную вертикальную деформацию образца грунта $\varepsilon > 0,005$.

Таблица 8.4

Первая ступень давления при испытании песков

Коэффициент пористости e	$e \geq 1,0$	$1,0 > e \geq 0,75$	$0,75 > e > 0,6$	$e \leq 0,6$
Первая ступень давления p_1 , МПа	0,005	0,0125	0,025	0,05

Таблица 8.5

Первая ступень давления при испытании глинистых грунтов

Показатель текучести I_L	$I_L \geq 1,0$	$1,0 > I_L \geq 0,75$	$0,75 > I_L \geq 0,5$	$0,5 > I_L \geq 0,25$	$I_L < 0,25$
Первая ступень давления p_1 , МПа	0,005	0,0125	0,025	0,05	0,1

Последующие ступени давления p принимают равными удвоенным значениям предыдущей ступени до 0,1 МПа, далее с интервалом 0,1 МПа до 0,5 МПа, а затем с интервалом 0,2 МПа. Испытание доводят до заданного значения нагрузки. Количество ступеней должно быть не менее пяти. Программой исследований могут быть обоснованы иные ступени давления p_1 , исходя из особенностей деформируемости грунта, условий отсыпки и условий возведения сооружения. Для плотных песков и полутвердых и твердых глинистых грунтов допускается принимать значения p_1 равными бытовому давлению на глубине отбора образца.

Для глинистых водонасыщенных грунтов в случае их частичного разуплотнения после отбора и подъема образца на поверхность для определения p_{str} следует вычислять относительное разуплотнение ε_p по формуле

$$\varepsilon_p = \Delta h / h = e_0(1 - S_r) / (1 + e_0),$$

где Δh – увеличение высоты образца при разуплотнении, см; h – высота образца до испытания, см; e_0 – начальный коэффициент пористости грунта после подъема образца на поверхность; S_r – степень влажности грунта после подъема образца на поверхность.

За критерий условной стабилизации деформации принимают приращение деформации образца, не превышающее 0,05 % за последние 0,5 ч наблюдений для песков, 3–18 ч – для глинистых и 24 ч – для органо-минеральных и органических грунтов (табл. 8.35).

Зная деформацию в конце первой ступени нагрузки ε_1 , можно оценить качество образца по следующим критериям:

- $(\varepsilon_p - \varepsilon_1) < 0,005$ – хорошее качество;
- $0,005 < (\varepsilon_p - \varepsilon_1) < 0,01$ – удовлетворительное;
- $(\varepsilon_p - \varepsilon_1) = 0,01$ – образец недоуплотнен;
- $(\varepsilon_p - \varepsilon_1) < (-0,01)$ – структура образца нарушена.

На каждой ступени нагружения образца грунта снимают отсчеты по приборам для измерения вертикальных деформаций в следующей последовательности: первый отсчет – сразу после приложения нагрузки, затем через 0,25; 0,5; 1; 2; 5; 10; 20; 30 мин и далее с интервалом 1 ч в течение рабочего дня, а затем в начале и конце рабочего дня. Указанное время проведения отсчетов может быть изменено для удобства построения кривой консолидации методом квадратного корня из времени.

Для водонасыщенных в природном залегании грунтов и грунтов, приведенных в водонасыщенное состояние предварительным замачиванием, время окончания уплотнения образца грунта на данной ступени нагружения для глинистых, органо-минеральных и органических грунтов определяют как время завершения фильтрационной консолидации. Для этого в процессе испытания строят график зависимости деформации образца от времени – кривую консолидации, которую обрабатывают методом квадратного корня из времени (также возможна обработка логарифмическим методом) и определяют время окончания фильтрационной консолидации t_{100} .

Для неводонасыщенных в природном залегании глинистых грунтов, просадочных, набухающих и засоленных грунтов, а также песков уплотнение образца грунта на данной ступени нагружения продолжают до момента достижения условной стабилизации деформации образца (табл. 8.35). За критерий стабилизации деформации образца с заданной плотностью и влажностью принимают время, указанное в табл. 8.6, в зависимости от **начального коэффициента увлажнения грунта $K_{увл}$** , определяемого как отношение влажности насыпного грунта в конструкции к оптимальной влажности грунта при его максимальной плотности, определенной по ГОСТ 22733, при стандартном уплотнении. Последняя ступень нагрузки выдерживается до условной стабилизации деформации.

При расчете осадки фундаментов, возводимых в котлованах глубиной более 5 м, для получения $E_{e,i}$ по формуле (8.2) при компрессионных испытаниях должна быть произведена **разгрузка образца грунта в последовательности, обратной порядку нагружения**, а также **повторное испытание грунта на сжимаемость**. Последняя ступень разгрузки и начало повторного нагружения определяются заданием. При полной разгрузке последняя ступень должна соответствовать давлению, создаваемому весом штампа и индикатора (датчика). Повторное нагружение производится аналогично последовательности первого нагружения. Число ступеней при разгрузке допускается уменьшить.

Таблица 8.6

Критерий условной стабилизации деформации образца

Коэффициент увлажнения грунта, $K_{увл}$	Ступени давления p_i , МПа	Время выдерживания ступени Δt_i , ч
<1,2	0,02	1
1,20–1,25	0,015	3
1,26–1,35	0,010	10
>1,35	0,010	24

Регистрацию деформации образца при разгрузке и повторном нагружении ведут с интервалом 0,25; 0,5; 1; 2; 5; 10; 20; 30 мин, далее – 1 ч в течение рабочего дня, а затем в начале и конце рабочего дня.

После окончания испытания образца грунта необходимо удалить воду сверху образца и из поддона, опустить арретир, снять нагрузку, взвесить рабочее кольцо с грунтом, определить влажность и массу сухого грунта.

По результатам испытания для определения характеристик m , E_0 и E_i для каждой ступени нагружения вычисляют:

- **абсолютную вертикальную стабилизированную деформацию образца** грунта Δh , мм, как среднее арифметическое показаний измерительных устройств за вычетом поправки на деформацию компрессионного прибора Δ ;
- **относительную вертикальную деформацию образца грунта** $\varepsilon_i = \Delta h_i / h$;
- **коэффициент пористости грунта** e_i при давлениях p_i по формуле

$$e_i = e - \varepsilon_i(1 + e_0).$$

Спрявление компрессионной кривой в большем интервале нагрузок в ряде случаев можно провести, перестроив график в полулогарифмическом масштабе:

$$e_i = e - a(\Delta \lg \sigma),$$

где a – коэффициент компрессии, безразмерная величина, определяемая соотношением $a = \Delta e / \Delta \lg \sigma$.

Результаты испытаний должны быть оформлены в виде графиков зависимости деформаций образца от нагрузки и их изменения во времени. Компрессионные испытания грунтов иллюстрируют графиками (*компрессионными кривыми*), которые строятся в координатах: $e = f(\sigma)$, $n = f(\sigma)$, $\varepsilon = f(\sigma)$ или $w = f(\sigma)$, где e – коэффициент пористости, n – пористость, ε_z – относительная вертикальная деформация, w – влажность грунта (в случае его полного водонасыщения). Через точки графика проводят усредняющую плавную кривую или аппроксимируют эти точки монотонной зависимостью. Общий вид кривой показан на рис. 8.18, из которого следует, что указанные зависимости являются нелинейными в широком диапазоне нагрузок и могут характеризоваться различными функциями (показательными, экспоненциальными, логарифмическими и др.), поэтому не существует универсального уравнения, описывающего компрессионные кривые для различных грунтов [50]. Для малых интервалов уплотняющих нагрузок зависимость e от напряжения σ можно принимать линейной и заменить прямой АВ (рис. 8.18, а). В этом случае ее можно описать уравнением:

$$e_i = e - m_0 \sigma,$$

где коэффициент объемной сжимаемости m_0 , МПа^{-1} , на каждой ступени нагрузки от σ_i до σ_{i+1} вычисляют с точностью $0,001 \text{ МПа}^{-1}$ по формуле

$$m = \frac{e_i - e_{i+1}}{\sigma_{i+1} - \sigma_i},$$

где e_i и e_{i+1} – коэффициенты пористости, соответствующие давлениям σ_i и σ_{i+1} .

Коэффициент сжимаемости m (МПа^{-1}) – это отношение относительной вертикальной деформации (изменения коэффициента пористости) к давлению, вызвавшему эту деформацию. Поскольку этот коэффициент зависит от интервала нагрузок, *то его определяют для разных интервалов*. В зависимости от величины коэффициента сжимаемости грунты подразделяются:

- на сильносжимаемые ($m > 1 \text{ МПа}^{-1}$),
- повышено сжимаемые ($m = 1,0 \dots 0,1 \text{ МПа}^{-1}$),
- среднесжимаемые ($m = 0,10 \dots 0,05 \text{ МПа}^{-1}$),
- слабосжимаемые ($m = 0,05 \dots 0,01 \text{ МПа}^{-1}$),
- практически несжимаемые ($m < 0,01 \text{ МПа}^{-1}$).

Необходимо отметить, что подразделять грунты по коэффициентам сжимаемости, определенным для разных интервалов нагрузок, нецелесообразно.

Одометрический модуль деформации E_0 и модуль деформации по данным компрессионных испытаний E_i , МПа , в заданном интервале давлений (секущие модули) вычисляют с точностью $0,1 \text{ МПа}$ по формулам:

$$E_i = E_0 \beta \quad \text{или} \quad E_i = \frac{1+e_0}{m} \beta,$$

где E_0 определяется по формуле (8.4); Δe – изменение относительного сжатия, соответствующее $\Delta \sigma$; m – коэффициент объемной сжимаемости, соответствующий $\Delta \sigma$; b – коэффициент, учитывающий отсутствие поперечного расширения грунта в компрессионном приборе. При отсутствии экспериментальных данных допускается принимать b равным: 0,8 – для песков; 0,7 – для супесей; 0,6 – для суглинков и 0,4 – для глин.

Кривую рекомпрессии (рис. 8.18, в) полностью водонасыщенного грунта можно рассматривать как кривую набухания грунта, находящегося под нагрузкой. При неполном водонасыщении грунта его рекомпрессия будет определяться лишь упругими силами, проявляющимися в твердой, жидкой и газовой фазах. Многократное повторение нагрузок и разгрузок увеличивает сжимаемость грунта, так как при этом от цикла к циклу необратимо разрушается все большее число структурных связей. При многократной компрессии-рекомпрессии компрессионные кривые сближаются, обратимая часть деформаций уменьшается от цикла к циклу и кривые стремятся к стабилизированному положению (рис. 8.18, в).

Структурной прочностью p_{str} , МПа, называется вертикальное напряжение в образце грунта, соответствующее началу перехода от упругих деформаций к пластическим деформациям сжатия. Величина структурной прочности зависит от возраста, степени литификации, генезиса грунта и преобладания в нем тех или иных структурных связей. Наименьшей структурной прочностью обладают относительно молодые глинистые грунты со слабыми коагуляционными (дальними и ближними) контактами, а наибольшей – относительно древние литифицированные грунты с прочными смешанными и фазовыми цементационными контактами. При рекомпрессии структурная прочность грунта не восстанавливается.

Структурная прочность определяется по начальному участку компрессионной кривой. В общем случае могут быть выявлены три вида начальных участков компрессионной кривой: горизонтальный (рис. 8.18, б), слабо наклонный и круто наклонный к горизонтальной оси. В первом случае значение **структурной прочности на сжатие** p_{str} определяется в точке пересечения кривой с осью давления (рис. 8.18, б).

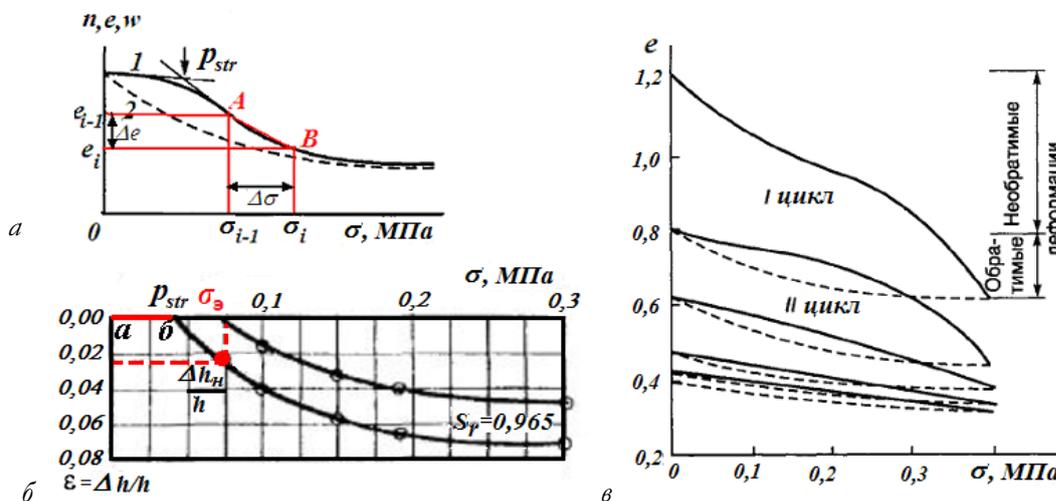


Рис. 8.18. Графики зависимости:

а – пористости (коэффициента пористости, влажности) от нагрузки; б – относительной деформации грунта от давления; в – компрессионные кривые при циклах компрессии-рекомпрессии

При наличии $p_{str} > 0$ в слабом основании может быть выделена активная зона, в которой будет иметь место уплотнение грунта, и пассивная, в которой грунт не будет уплотняться. В активной зоне нагрузка, действующая на грунт, превышает p_{str} , в пассивной зоне она меньше p_{str} . В третьем случае структурная прочность у данного грунта отсутствует. Во втором случае величина p_{str} может быть также определена по точке перелома компрессионной кривой, не так явно выраженной.

Наличие структурной прочности наблюдается не только в переуплотненных грунтах, но и в слаболитифицированных. Необходимо отметить, что величина структурной прочности сопоставима со значением нулевого градиента [70], который нужно преодолеть для начала фильтрации, и, следовательно, консолидации грунта. Наличие нулевого градиента обусловлено сочетанием многих факторов, возможно также являющихся результатом литификации, а возможно и особенностями самого грунта.

Давление, эквивалентное бытовому давлению $\sigma_s \approx \sigma_{1g}$ грунта, рекомендуется определять по компрессионной кривой, построенной по результатам испытания образцов ненарушенного сложения в обводненном состоянии при осевом фильтрационном потоке без возможности набухания грунта. После установления давления p_{str} , при котором начинается деформация образца, груз снимают и прикладывают первую ступень нагрузки, в 2 раза большую, чем p_{str} , выдерживают ее до стабилизации деформации и продолжают опыт на компрессию по обычной методике. Затем для исследуемого образца грунта вычисляют начальный коэффициент пористости и степень насыщения, рассчитывают увеличение высоты образца при разуплотнении: $\Delta h_n = e_0 h (1 - S_r) / (1 + e_0)$, затем строят кривую зависимости относительной деформации от давления (рис. 8.18, б). На кривой отмечают точку $\Delta h_n/h$, соединяют ее пунктирной линией с осью давления и получают давление, эквивалентное природному. Если степень водонасыщения равна единице, то за эквивалентное давление принимают давление, соответствующее горизонтальному участку *ab* на компрессионной кривой.

В исследование закономерностей компрессионной сжимаемости дисперсных грунтов существенный вклад внесли исследователи: С.Р. Месчян, В.Д. Ломтадзе, Р.С. Зиангиров, В.А. Королев, Дж. Митчелл, Н.А. Цытович, Г. Чилингер и др.

Компрессионная сжимаемость дисперсных грунтов имеет ряд своих особенностей, и у *несвязных грунтов* (крупно- и мелкообломочных или песчаных) резко отличается от таковой у *связных* (пылеватых и глинистых) грунтов.

Сжимаемость несвязных крупно- и мелкообломочных грунтов происходит, в основном, за счет уплотнения их зернистой структуры и частичного дробления наиболее крупных обломков (зерен). При компрессии может происходить частичное дробление частиц, тогда как тонкие пылеватые и глинистые частицы даже под высокими давлениями не дробятся.

Компрессионная сжимаемость связных грунтов (пылеватых и глинистых) осуществляется в основном за счет изменения структуры и текстуры грунта: разрушения части структурных связей и микроагрегатов, смыкания крупных пор, переориентации частиц при одновременном уменьшении пористости и отжатия воды и воздуха. При этом дробления частиц не происходит, при возрастающей нагрузке они ориентируются в направлении, перпендикулярном прикладываемому давлению.

Влияние минерального состава пылеватых и глинистых грунтов на их компрессионную сжимаемость в чистом виде установить сложно, но при прочих равных условиях оно проявляется через его взаимосвязь с дисперсностью и гидрофильностью. Наличие в грунтах высокодисперсных и гидрофильных глинистых минералов (смектитов), а также гумуса повышает их сжимаемость, и наоборот.

Сжимаемость пылеватых и глинистых грунтов зависит от структурно-текстурных особенностей. Грунты естественной структуры всегда имеют меньшую сжимаемость по сравнению с теми же грунтами нарушенного сложения (перемятием). Их компрессионное уплотнение происходит не при любой нагрузке, а лишь при такой, которая превышает структурную прочность грунта, определяемую по характерному перегибу на компрессионной кривой (рис. 8.18, а).

Влияние положительной температуры на компрессионную сжимаемость грунтов проявляется в ослаблении структурных связей между частицами и агрегатами при повышении температуры, вследствие чего сжимаемость грунтов увеличивается. По степени влияния положительной температуры на компрессионную сжимаемость глинистые грунты можно подразделить на группы, отличающиеся разной чувствительностью к температуре, разной влажностью, степени уплотнения и деформационными показателями [50].

По деформируемости дисперсные грунты подразделяют:

- на очень сильно деформируемые ($E_0 \leq 5$ МПа);
- сильнодеформируемые ($5 \text{ МПа} < E_0 \leq 10$ МПа);
- среднедеформируемые ($10 \text{ МПа} < E_0 \leq 50$ МПа);
- слабодеформируемые ($E_0 > 50$ МПа).

Для предварительных расчетов оснований сооружений I и II уровней ответственности [109, 111], а также для окончательных расчетов оснований сооружений III уровня ответственности и опор воздушных линий электропередачи независимо от их уровня ответственности допускается определять нормативные и расчетные значения деформационных характеристик грунтов по табл. 8.7–8.20 в зависимости от их физических характеристик. При соответствующем обосновании допускается использовать таблицы для окончательных расчетов сооружений II уровня ответственности (технически несложные сооружения, сооружения, малочувствительные к деформациям основания, и др.).

Характеристики песков, приведенные в табл. 8.7, относятся к кварцевым пескам с зернами различной окатанности, содержащим не более 20 % полевого шпата и не более 5 % в сумме различных примесей (слюда, глауконит и пр.), включая органическое вещество, независимо от степени влажности грунтов S_r . Характеристики глинистых грунтов в табл. 8.8 относятся к грунтам, содержащим не более 5 % органического вещества и имеющим степень влажности $S_r \geq 0,8$. Для грунтов с промежуточными значениями e значения E_0 определяют интерполяцией; если значения e , I_L и S_r выходят за пределы, предусмотренные таблицей, характеристики E_0 следует определять по данным испытаний этих грунтов. Допускается в запас надежности принимать характеристики E_0 по соответствующим нижним пределам e , I_L и S_r в табл. 8.8, если грунты имеют значения e , I_L и S_r меньше этих предельных значений. Для определения значений E_0 используют нормативные значения e , I_L и S_r .

Таблица 8.7

Нормативные значения модуля деформации песков четвертичных отложений

Пески	Модуль деформации E_0 , МПа, песков при коэффициенте пористости e , равном			
	0,45	0,55	0,65	0,75
Гравелистые и крупные	50	40	30	–
Средней крупности	50	40	30	–
Мелкие	48	38	28	18
Пылеватые	39	28	18	11

Таблица 8.8

Нормативные значения модуля деформации глинистых нелёссовых грунтов

Происхождение и возраст грунтов	Наименование грунтов и пределы нормативных значений I_L	Модуль деформации грунтов E_0 , МПа, при коэффициенте пористости e , равном												
		0,35	0,45	0,55	0,65	0,75	0,85	0,95	1,05	1,2	1,4	1,6		
Четвертичные отложения	Супеси	$0 \leq I_L \leq 0,75$	–	32	24	16	10	7	–	–	–	–	–	
	Аллювиальные, делювиальные, озерные, озерно-аллювиальные	Суглинки	$0 \leq I_L \leq 0,25$	–	34	27	22	17	14	11	–	–	–	–
			$0,25 < I_L \leq 0,5$	–	32	25	19	14	11	8	–	–	–	–
			$0,5 < I_L \leq 0,75$	–	–	–	17	12	8	6	5	–	–	–
	Глины	$0 \leq I_L \leq 0,25$	–	–	28	24	21	18	15	12	–	–	–	–
		$0,25 < I_L \leq 0,5$	–	–	–	21	18	15	12	9	–	–	–	–
		$0,5 < I_L \leq 0,75$	–	–	–	–	15	12	9	7	–	–	–	–
	Флювиогляциальные	Супеси	$0 \leq I_L \leq 0,75$	–	33	24	17	11	7	–	–	–	–	–
			$0 \leq I_L \leq 0,25$	–	40	33	27	21	–	–	–	–	–	–
			$0,25 < I_L \leq 0,5$	–	35	28	22	17	14	–	–	–	–	–
	Моренные	Суглинки	$0,5 < I_L \leq 0,75$	–	–	–	17	13	10	7	–	–	–	–
			$I_L \leq 0,5$	60	50	40	–	–	–	–	–	–	–	–
Юрские отложения оксфордского яруса	Глины	$0,25 \leq I_L \leq 0$	–	–	–	–	–	–	27	25	22	–	–	
		$0 < I_L \leq 0,25$	–	–	–	–	–	–	24	22	19	15	–	
		$0,25 < I_L \leq 0,5$	–	–	–	–	–	–	–	–	16	12	10	

Нормативные значения модуля деформации E_0 , МПа, глинистых заторфованных грунтов при степени заторфованности $0,05 < I_r \leq 0,25$ приведены в табл. 8.9.

Таблица 8.9

Нормативные значения модуля деформации глинистых заторфованных грунтов

Пределы нормативных значений показателя текучести I_L	Модуль деформации глинистых грунтов E_0 , МПа, при степени заторфованности I_r и коэффициенте пористости e , равных							
	$I_r = 0,05 \dots 0,10$				$I_r = 0,10 \dots 0,25$			
	0,65	0,75	0,85	0,95	1,05	1,15	1,25	1,35
$0 \leq I_L \leq 0,25$	13,0	12	11	10	8,5	8	7	5,0
$0,25 < I_L \leq 0,5$	11	10	8,5	7,5	7	6	5,5	5
$0,5 < I_L \leq 0,75$	8,0	7	6,0	5,5	5	5	4,5	4
$0,75 < I_L \leq 1$	6	5	4,5	4,0	3,5	3	2,5	–

Для предварительной оценки оснований, сложенных из органо-минеральных и органических грунтов, допускается принимать значения характеристик грунтов, приведенные в табл. 8.10–8.13.

Таблица 8.10

Средние значения физических и физико-механических характеристик погребенного торфа

Показатель	Значения показателя при степени разложения D_{dp} , %		
	20...30	31...40	41...60
Плотность грунта ρ , г/см ³	1,0	1,05	1,2
Плотность частиц грунта ρ_s , г/см ³	1,5	1,60	1,80
Природная влажность w , д. ед.	3,0	2,2	1,7
Коэффициент пористости e , д. ед.	5,5	4,0	3,0
Модуль деформации E , МПа	1,1	2,0	3,0
Коэффициент бокового давления ζ	0,24	0,28	0,32

Таблица 8.11

Средние значения физико-механических характеристик торфа

Показатель	Значение показателя при степени разложения D_{dp} , %						
	верхового				низинного		
	5...20	21...30	31...40	>40	5...25	26...40	>40
Влажность, соответствующая полному водонасыщению w_{sat} , д. ед.	14,5	12,5	11,8	10,0	11,5	7,5	5,8
Плотность частиц торфа ρ_s , г/см ³	1,62	1,56	1,49	1,40	1,58	1,51	1,5
Модуль деформации при полной влагоемкости E_0 , МПа	0,11	0,15	0,23	0,25	0,15	0,24	0,31
Коэффициент бокового давления ζ	0,12	0,19	0,28	0,35	0,22	0,43	0,50
Коэффициент консолидации c_v , м ² /год	10	5	2	1	5	2	1

Таблица 8.12

Средние значения модуля деформации илов

Разновидности илов	Коэффициент пористости e , д. ед.	Модуль деформации E_0 , МПа
Супесчаный	0,8...1,2	5,1...3,3
Суглинистый	0,9...1,6	2,0...1,2
Глинистый	1,2...2,0	1,6...0,8

Таблица 8.13

Средние значения физических и физико-механических характеристик сапропелей

Тип залегания	Разновидность сапропелей	Содержание веществ		Влажность w , д. ед.	Плотность частиц грунта ρ_s , г/см ³	Коэффициент пористости e , д. ед.	Модуль деформации E_0 , МПа (при $p = 0,05$ МПа)	
		органических I_{om} , %	карбонатных $CaCO_3$, %					
Неуплотненные в природном залегании	Озерные под слоем воды	Минеральные	10...30	30	1,5...4,5	2,0...2,5	5...12	0,25...0,6
		Среднеминеральные	30...50	30	3...6	1,8...2,0	9...12	0,1...0,3
		Слабоминеральные	>50	30	6...20	1,4...1,8	12...25	0,03...0,1
	Болотные под слоем торфа	Минеральные	10...30	30	1,2...3,7	2,0...2,5	4...12	0,4...0,8
		Среднеминеральные	30...50	30	3...6	1,8...2,0	8...12	0,25...0,5
		Слабоминеральные	50...80	10...30	6...12	1,4...1,8	12...20	0,1...0,25
Уплотненные в природном залегании (под слоем наносов)	Минеральные	10...30	30	0,5...1,8	2,0...2,5	1,4...3	0,7...2	
	Среднеминеральные	30...50	30	1,5...2,5	1,8...2,0	3...5	0,4...1	
	Слабоминеральные	>50	30	1,5...3,0	1,4...1,8	4...6	0,3...0,5	

Метод компрессионных испытаний может быть использован для всех видов песчаных и глинистых грунтов естественного и нарушенного сложения, не содержащих грубообломочного материала. Приведенные в табл. 8.14 данные распространяются на элювиальные связные грунты, в которых содержание крупнообломочных частиц ($d \geq 2$ мм) не превышает 20 % по массе; элювиальные слабоструктурные грунты с прочностью на одноосное сжатие при природной влажности $R_c < 0,2$ МПа.

Таблица 8.14

Значения модуля деформации элювиальных связных грунтов

Виды грунтов	Показатель текучести, I_L	Модули деформации E_0 , МПа при коэффициенте пористости e , равном						
		0,55	0,65	0,75	0,85	0,95	1,05	1,2
Супеси	$I_L < 0$	37	30	25	20	15	10	-
	$0 \leq I_L \leq 0,75$	25	18	14	12	11	-	-
Суглинки	$0 \leq I_L \leq 0,25$	27	25	23	21	19	17	14
	$0,25 < I_L \leq 0,5$	-	19	16	14	13	12	11
	$0,5 < I_L \leq 0,75$	-	-	15	13	11	10	9
Глины	$0 \leq I_L \leq 0,25$	-	19	18	17	16	15	-
	$0,25 < I_L \leq 0,5$	-	14	12	10	9,5	-	-

Использование приведенных данных для пылевато-глинистых сапролитов допускается только для предварительных расчетов оснований независимо от их уровня ответственности. При назначении нормативных характеристик необходимо учитывать генезис исходных пород, умножая величины E_0 на коэффициент k_{bE} , приведенный в табл. 8.15.

Таблица 8.15

Корректирующие коэффициенты к модулям деформации (см. табл. 8.14)

Наименование исходных пород		Корректирующие коэффициенты k_{bE} к показателю E_0
Магматические интрузивные	граниты, диориты, сиениты	1,10
	габбро, перидотиты, дуниты	1,20
Магматические эффузивные		0,90
Метаморфические		0,80

Значения модулей деформации элювиальных крупнообломочных грунтов и элювиальных песков приведены в табл. 8.16 и 8.17. Приведенные данные распространяются на элювиальные пески, образованные при выветривании кварцсодержащих магматических пород (при этом мелкие пески практически отсутствуют, а крупные и средней крупности – мало отличаются по механическим свойствам); элювиальные слабоструктурные грунты с

прочностью на одноосное сжатие при природной влажности $R_c < 0,2$ МПа. Использование приведенных данных для песчаных сапролитов допускается только для предварительных расчетов оснований зданий и сооружений независимо от их уровня ответственности.

Таблица 8.16

Нормативные значения модуля деформации элювиальных крупнообломочных грунтов

Разновидность крупнообломочных грунтов	Значения модуля деформации E_0 , МПа, при исходных породах			
	магматических и метаморфических		осадочных сцементированных	
	содержащих кварц	бескварцевых	песчаники	аргиллиты и алевролиты
Глыбовые	Не менее 60	Не менее 50	Не менее 50	Не менее 40
Щебенистые выветрелые	40...60	35...50	40...50	35...40
Щебенисто-дресвяные слабовыветрелые	30...40	25...35	30...40	20...35
Дресвяные сильновыветрелые	Менее 30	Менее 25	Менее 30	Менее 20

Таблица 8.17

Нормативные значения модуля деформации элювиальных песков

Пески	Значения модуля деформации E_0 , МПа, песков при коэффициенте пористости e						
	0,45	0,55	0,65	0,75	0,85	1,0	1,2
Дресвянистые	44	33	24	18	15	14	–
Крупные и средней крупности	44	31	22	14	13	–	–
Пылеватые	48	38	29	21	16	12	10

Характеристики сжимаемости крупнообломочных грунтов с пылеватым и глинистым заполнителем и пылеватых и глинистых грунтов с крупнообломочными включениями рекомендуется оценивать по методике ДальНИИС Госстроя СССР [82]. Методика устанавливает основные правила определений нормативных значений модулей деформации по физическим характеристикам компонентов четвертичных крупнообломочных грунтов с глинистым заполнителем элювиального, делювиального и аллювиального происхождения. Содержание включений в супесях и суглинках должно быть от 40 до 90 %, в глинах – от 40...50 % до 90 %. Нормативные значения модулей деформации E_0 , МПа, крупнообломочных грунтов с глинистым заполнителем определяются по формуле

$$E_0 = k_E k_p k_L 1 / (0,088 m_\tau - 0,15 m_\tau I_p + 0,017),$$

где m_τ – физический эквивалент грунта; I_p – число пластичности глинистого заполнителя, д. ед.; k_E – коэффициент, учитывающий прочность крупных обломков (табл. 8.18); k_L – коэффициент, зависящий от физического эквивалента грунта m_τ и показателя текучести пылеватого или глинистого заполнителя (табл. 8.18); k_p – коэффициент, учитывающий плотность грунта, принимается равным 1, если плотность соответствует значениям, приведенным в табл. 8.18; $k_p = 1,1$, если плотность выше табличного значения на $0,1 \text{ г/см}^3$; $k_p = 0,9$, если плотность ниже на $0,1 \text{ г/см}^3$ и $k_p = 0,8$, если плотность ниже на $0,2 \text{ г/см}^3$.

Физический эквивалент грунта определяется по формуле

$$m_\tau = p_1 / p_2 I_p (1 + I_L),$$

где p_1 – процентное содержание глинистого заполнителя в составе грунта; p_2 – то же крупных обломков; I_L – показатель текучести заполнителя.

Для предварительной оценки и ориентировочных расчетов нормативные значения модуля деформации крупнообломочных грунтов с глинистым и пылеватым заполнителем допускается определять по формуле с использованием модуля E_0'' из табл. 8.18 [82]:

$$E_0 = E_0'' k_E k_p.$$

Для предварительной оценки оснований, сложенных из техногенных грунтов, допускается принимать значения модулей деформации грунтов, приведенные в табл. 8.19. Эти значения распространяются на свежесформированные грунты. Для слежавшихся грунтов, в которых процесс самоуплотнения завершен, значения прочностных характеристик могут быть увеличены на 20...30 %, а модуль деформации – в 1,5–2 раза. Приведенные в табл. 8.20 характеристики

распространяются на неводонасыщенные пески, уложенные при надводном, безэстакадном способе намыва, процесс стабилизации которых завершен. Меньшие значения характеристик соответствуют более дисперсным пескам данного вида, неоднородным (при коэффициенте неоднородности $c_u > 3$), с окатанными, гладкими зернами; большие значения характеристик соответствуют менее дисперсным пескам данного вида, однородным ($c_u < 3$), с угловатыми, шероховатыми зернами.

Таблица 8.18

Значения нормированной плотности грунтов, коэффициентов k_E и k_L , модулей деформации глинистых грунтов с крупнообломочными включениями [82]

Значения I_L заполнителя	Значения плотности грунта при содержании обломков (более 2 мм), г/см ³						
	20	30	40	50	60	73	100
$0 \leq I_L \leq 0,25$	2,03	2,08	2,13	2,17	2,21	2,27	1,7
$0,25 < I_L \leq 0,5$	2,02	2,07	2,11	2,15	2,19	2,26	1,7
$0,5 < I_L \leq 0,75$	2,00	2,05	2,09	2,13	2,17	2,25	1,7
Значения I_L заполнителя	Значения коэффициента k_E при значениях m_r						
	0	0,05	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5
0,1	1	1	1	1	1	1	1
0,2	0,88	0,89	0,90	0,93	0,95	0,98	1
0,3	0,76	0,78	0,81	0,86	0,91	0,96	0,98
0,4	0,64	0,67	0,71	0,79	0,86	0,94	0,96
Значения I_L заполнителя	Значения коэффициента k_L при значениях m_r						
	0	0,05	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5
0	1	1	1	1	1	1	1
0,1	1	0,97	0,97	0,96	0,95	0,95	0,95
0,2	1	0,93	0,91	0,89	0,88	0,87	0,87
0,3	1	0,88	0,84	0,80	0,78	0,76	0,75
0,4	1	0,81	0,74	0,68	0,65	0,62	0,61
0,5	1	0,72	0,63	0,54	0,49	0,45	0,43
0,6	1	0,65	0,53	0,42	0,36	0,31	0,29
Заполнитель и пределы нормативных значений его показателя текучести I_L		Значения модуля деформации глинистых грунтов E_0 , МПа, при содержании крупных обломков, %					
		40	50	60	70	80	90
Супесь	$0 \leq I_L \leq 0,25$	35	40	45	49	53	57
	$0,25 < I_L \leq 0,5$	30	36	41	46	50	55
Суглинок	$0,25 < I_L \leq 0,5$	–	25	31	36	43	51
	$0,5 < I_L \leq 0,75$	–	–	18	24	31	45
Глина	$0 \leq I_L \leq 0,25$	25	30	36	41	47	53
	$0,25 < I_L \leq 0,5$	–	20	25	31	37	47
	$0,5 < I_L \leq 0,75$	–	–	12	18	24	37

Таблица 8.19

Значения модулей деформации техногенных грунтов

Наименование техногенных грунтов	Разновидность	Физико-механические характеристики	
		Плотность грунта ρ , /см ³	Модуль деформации E , МПа
Вскрышные породы	Песчаные	1,4...1,7	15...20
	Глинистые	1,5...1,8	5...15
Хвосты	Мелкие	1,5...1,8	10...15
	Пылеватые	1,4...1,6	5...10
Шлаки:	Доменные	1,4...1,9	30...60
	Мартеновские	1,6...2,4	15...40
Колошниковая пыль		1,6...2,2	10...30
Золошлаки	Намывные	0,6...1,2	2...10

Таблица 8.20

Средние значения модуля деформации намывных грунтов

Наименование намывных песков	Значения модуля деформации E_0 , МПа, в зависимости от плотности сложения		
	Рыхлые	Средней плотности	Плотные
Средней крупности	10...20	21...30	31...50
Мелкие	10...13	14...20	20...30
Пылеватые	3...9	10...19	20...24

Выбирая значения характеристик механических свойств, необходимо помнить, что фактические значения показателей, определяемые при разных нагрузках, для грунтов разного возраста и из разных регионов могут значительно отличаться от значений, рекомендуемых нормативными документами.

8.3.2.1. Определение показателей деформации просадочных грунтов

Просадкой грунтов основания s_{sl} , см, называются деформации, происходящие в результате уплотнения грунта под воздействием как внешних нагрузок и собственного веса грунта, так и дополнительных факторов, таких как замачивание просадочных грунтов.

При увеличении влажности грунтов основания больших площадей вследствие замачивания сверху, а также замачивания снизу при подъеме уровня подземных вод просадка определяется по формуле [92]

$$s_{sl} = \sum_{i=1}^n \varepsilon_{sl,i} h_i k_{sl,i},$$

где $\varepsilon_{sl,i}$ – относительная просадочность i -го слоя грунта; h_i – толщина i -го слоя; n – число слоев, на которое разбита зона просадки; $k_{sl,i}$ – коэффициент, зависящий от давления просадки и давления под подошвой фундамента.

Коэффициент $k_{sl,i}$ при ширине сооружения $b = 12$ м принимается равным 1 для всех слоев грунта в пределах зоны просадки; при $b = 3$ м определяется по формуле

$$k_{sl,i} = 0,5 + 1,5(p - p_{sl,i}) / p_0,$$

где p – среднее давление под подошвой фундамента, кПа (кгс/см²); $p_{sl,i}$ – начальное просадочное давление грунта i -го слоя, кПа (кгс/см²); p_0 – давление, равное 100 кПа (1 кгс/см²); значения $k_{sl,i}$ определяются интерполяцией в интервале $3 \text{ м} < b < 12 \text{ м}$.

При определении просадки грунта от собственного веса следует принимать $k_{sl} = 1$ при $h_{sl} \leq 15$ м и $k_{sl} = 1,25$ при $h_{sl} \geq 20$ м; при промежуточных значениях h_{sl} коэффициент k_{sl} определяется интерполяцией [92].

Толщина зоны просадки h_{sl} принимается равной:

- при $h_{sl} = h_{sl,p}$ – толщине верхней зоны просадки при определении просадки грунта от внешней нагрузки $s_{sl,p}$, при этом нижняя граница указанной зоны соответствует глубине, где $\sigma_z = \sigma_{zp} + \sigma_{zg} = p_{sl}$;
- при $h_{sl} = h_{sl,g}$ – толщине нижней зоны просадки при определении просадки грунта от собственного веса $s_{sl,g}$, т. е. начиная с глубины z_g , где $\sigma_z = p_{sl}$ (или значение σ_z минимально, если $\sigma_{\min} > p_{sl}$), и до нижней границы просадочной толщи.

За начальное просадочное давление p_{sl} принимают давление, соответствующее: при лабораторных испытаниях грунтов в компрессионных приборах – давлению, при котором относительная просадочность ε_{sl} равна 0,01; при полевых испытаниях штампами предварительно замоченных грунтов – давлению, равному пределу пропорциональности на графике «нагрузка-осадка»; при замачивании грунтов в опытных котлованах – вертикальному напряжению от собственного веса грунта на глубине, начиная с которой происходит просадка грунта от собственного веса.

Определение характеристик просадочности грунтов [30]. Характеристики просадочности следует определять по относительной деформации, полученной по результатам испытаний образцов грунта ненарушенного сложения в компрессионных приборах [30]. Испытания надлежит проводить на образцах грунта с замачиванием их водой при давлении, последовательно увеличиваемом ступенями.

Компрессионная кривая просадочных грунтов в координатах $e = f(\sigma)$ имеет вид ломаной линии (рис. 8.19), на которой в процессе испытаний грунта на просадочность выделяют три стадии:

- *стадию предварительного уплотнения* – деформирование образца до его замачивания возрастающей нагрузкой от 0 до $\sigma_{1,n}$, коэффициент пористости при этом уменьшается от e до e' ;

- *стадию просадки* – дополнительное уплотнение образца при его замачивании под нагрузкой $\sigma_{1,n}$; коэффициент пористости при этом снижается от e до e' ;
- *стадию послепросадочной деформации* – обусловлена компрессией уже просевшего грунта при давлениях $> \sigma_{1,n}$ (рис. 8.19).

По результатам компрессионных испытаний определяются следующие показатели, характеризующие просадочность грунта:

- коэффициент макропористости Δe ;
- коэффициент относительной просадочности ε_{sl} ;
- начальное давление просадки p_{sl} , МПа;
- начальная влажность просадки w_{sl} , д. ед.

Коэффициент макропористости (Δe) характеризует диапазон уменьшения пористости грунта за счет его просадки: $\Delta e = e - e'$, чем он больше, тем более просадочный грунт.

Коэффициент относительной просадочности ε_{sl} вычисляется по формуле

$$\varepsilon_{sl} = \frac{h' - h_{sl}}{h_0}, \quad (8.7)$$

где h' – высота образца грунта природной влажности, сжатого под бытовым (природным) давлением и весом сооружения; h_{sl} – высота того же образца грунта после дополнительного сжатия (просадки) в результате замачивания; h_0 – высота образца природной влажности, сжатого бытовым давлением.

Начальным просадочным давлением p_{sl} , МПа, [111] называется минимальное давление, при котором проявляются просадочные свойства грунтов при их замачивании, чем оно ниже, тем более просадочным является данный грунт.

Начальной просадочной влажностью w_{sl} , д. ед., называется минимальная влажность, при которой проявляются просадочные свойства у данного грунта. Чем ниже ее величина, тем большей просадочностью обладает грунт.

Испытания просадочных грунтов в компрессионных приборах следует выполнять по схемам:

- «одной кривой» – для определения относительной просадочности при одной заданной величине давления;
- «двух кривых» – для определения относительной просадочности при различных давлениях и начальном просадочном давлении.

При испытаниях по схеме «одной кривой» нагрузку штампа на образец грунта с природной влажностью следует производить ступенями до заданного давления p . Величину p следует принимать равной (с погрешностью $\pm 10\%$) суммарному давлению от собственной массы грунта в водонасыщенном состоянии и от проектируемого фундамента или только от массы грунта (в зависимости от вида просадочных деформаций, для расчета которых определяются характеристики просадочности) на глубине отбора образца. После условной стабилизации осадки образца грунта на последней ступени давления, соответствующей p , образец грунта необходимо замочить водой, продолжая замачивание до условной стабилизации просадки.

Испытания по схеме «двух кривых» надлежит проводить на двух образцах грунта, вырезанных из одного монолита. Один образец следует испытывать в соответствии с вышеприведенной схемой, второй образец необходимо до его нагрузки замочить (без применения арретира) до полного водонасыщения, начиная замачивание не менее чем за 3 ч до передачи первой ступени давления при испытаниях просадочных супесей и 6 ч – при испытаниях просадочных суглинков и глин. Затем следует производить нагрузку штампа на образец ступенями до заданного давления p , продолжая замачивание. Величину p в испы-

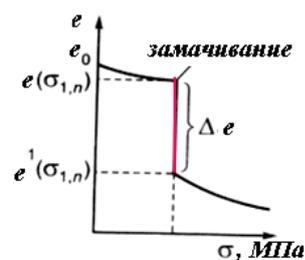


Рис. 8.19. Компрессионная кривая просадочного грунта [50]

таниях по схеме «двух кривых» следует принимать в интервале 0,2...0,4 МПа/см² с учетом предполагаемого суммарного давления в основании проектируемых фундаментов. Образцы грунта, испытываемые по схеме «двух кривых», не должны отличаться по плотности скелета более чем на 0,03 г/см³ и по влажности – на 2 % (0,02 д. ед.).

Ступени давления в испытаниях следует принимать равными 0,05 МПа. Каждую ступень давления необходимо выдерживать до условной стабилизации осадки образца грунта. За условную стабилизацию осадки и просадки надлежит принимать приращение деформации образца, не превышающее 0,01 мм за 3 ч. После приложения каждой ступени давления или после замачивания образца грунта следует производить отсчеты по индикаторам, регистрирующим деформации образца: через 5, 10 и 30 мин от начала испытаний, затем через каждый час до конца рабочего дня, а в последующие дни через каждые 3 ч до условной стабилизации деформаций.

Для замачивания образцов грунта надлежит использовать воду питьевого качества температурой 10...25 °С. Замачивание образцов грунта водой следует производить снизу вверх в последовательности, определяемой схемой испытаний при неизменном градиенте напора, равном 1–1,1. Воду необходимо залить в поддон компрессионного прибора и затем поддерживать уровень воды в воронке по верхнему торцу образца грунта до окончания испытаний. После окончания испытаний необходимо слить воду из прибора, быстро разгрузить образец грунта, извлечь рабочее кольцо с образцом, удалить капли воды с его поверхности при помощи фильтровальной бумаги, взвесить рабочее кольцо с образцом для определения плотности скелета грунта после испытаний и отобрать две пробы для испытания на влажность.

По результатам испытаний просадочного грунта в компрессионном приборе следует определить:

- **величины абсолютного сжатия (осадки) образца грунта Δh_i** , мм, с точностью 0,01, вычисленные как средние арифметические значения показаний индикаторов;
- **величины относительного сжатия образцов грунта ε** с точностью 0,001 при соответствующих значениях давления p_i и условно стабилизированных деформациях по формуле

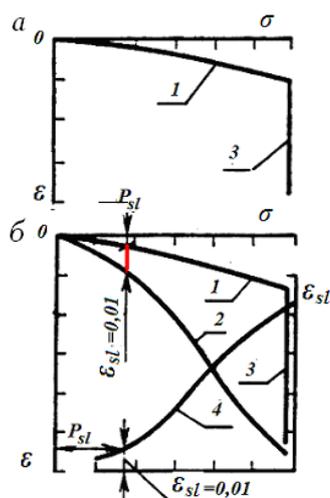
$$\varepsilon = \frac{\Delta h_i - r}{h_0},$$

где r – поправка на упругую деформацию прибора при давлении p_i , определяемая по результатам тарировки, мм; h_0 – высота образца грунта с природной влажностью при природном давлении на глубине отбора образца, равная $h_n - \Delta h_\delta$, где h_n – начальная высота образца грунта (высота рабочего кольца), мм; Δh_δ – абсолютное сжатие образца грунта с природной влажностью при природном давлении, мм.

По величинам относительного сжатия образцов ε следует строить график зависимости $\varepsilon = f(\sigma)$ с отображением просадочных деформаций. В случаях набухания образца грунта, замачиваемого до нагрузки при испытаниях по схеме «двух кривых», необходимо определить свободное относительное набухание ε_{sw} как отношение увеличения высоты образца к его начальной высоте. Точку, соответствующую ε_{sw} , следует включать в график $\varepsilon_{sl} = f(\sigma)$, откладывая ее на оси ординат вверх от оси абсцисс. *Относительную просадочность грунта ε_{sl} при заданном давлении p при испытаниях по схеме «одной кривой»* следует определять по формуле (8.7) как дополнительное относительное сжатие образца грунта в результате замачивания.

Величины относительной просадочности ε_{sl} для различных давлений при испытаниях по схеме «двух кривых» надлежит определять как разность значений относительного сжатия образцов в водонасыщенном состоянии и природной влажности или разности ординат соответствующих кривых графика $\varepsilon = f(\sigma)$. По значениям ε_{sl} следует строить график зависимости относительной просадочности от давления $\varepsilon_{sl} = f(\sigma)$ (рис. 8.20). Начальное просадочное давление p_{sl} следует определять по графику зависимости относительной про-

садочности от давления $\varepsilon_{sl} = f(\sigma)$, принимая за величину p_{sl} давление, при котором относительная просадочность составит 0,01.



Условные обозначения:

- 1 – относительное сжатие грунта с природной влажностью;
 - 2 – относительное сжатие грунта в водонасыщенном состоянии в зависимости от давления;
 - 3 – дополнительное относительное сжатие грунта в результате замачивания (относительная просадочность) при заданном давлении;
 - 4 – зависимость относительной просадочности ε_{sl} от давления;
- p_{sl} – начальное просадочное давление

Рис. 8.20. Графики испытания просадочного грунта в компрессионном приборе: а – по схеме «одной кривой»; б – по схеме «двух кривых»

Результаты определения относительной просадочности необходимо выражать с точностью до 0,001, начального просадочного давления – с точностью до 0,1 кгс/см² и регистрировать в журнале испытаний с указанием наименования грунта и значений его физических характеристик [30].

Изучением закономерностей просадочности лёссовых грунтов занимались Ю.М. Абелев, В.П. Ананьев, А.К. Ларионов, М.П. Лысенко, В.А. Королёв, Е.М. Сергеев, В.Т. Трофимов, Я.Е. Шаевич и др. Многочисленные исследования показывают, что с ростом пористости просадочность лёссов при прочих одинаковых условиях увеличивается. Зависимость коэффициента относительной просадочности лёссовых грунтов от их плотности является нелинейной и носит экспоненциальный характер, который для конкретных регионов может быть описан различными математическими функциями.

Большое влияние на просадочность оказывает влажность. Вода, поступающая в поры грунта при его замачивании, выполняет роль смазки, облегчающей переориентацию частиц при их доуплотнении, а также ослабляет прочность структурных связей (переводя часть переходных контактов в коагуляционные), частично растворяя цементационные контакты и т. д. Поскольку лёссовые грунты в основном формируются в аридных климатических условиях, то недостаток влаги в них способствует сохранению их недоуплотненности, следовательно, и просадочности. С увеличением естественной влажности лёссовых грунтов их просадочность снижается, так как при этом грунт частично доуплотняется. Просадка зависит и от степени заполнения пор водой: с ростом степени влажности коэффициент относительной просадочности лёссовых грунтов закономерно и нелинейно снижается. Для большинства лёссовых грунтов просадка возникает при степени влажности $S_r < 0,60 \dots 0,75$.

При предварительной оценке к просадочным грунтам обычно относятся лёссовые грунты со степенью влажности $S_r \leq 0,8$, для которых величина показателя I_{ss} меньше значений, приведенных в табл. 8.21 [92].

Таблица 8.21

Зависимость показателя I_{ss} от числа пластичности грунта I_p

Число пластичности грунта I_p	$1 \leq I_p < 10$	$10 \leq I_p < 14$	$14 \leq I_p < 22$
Показатель I_{ss}	0,1	0,17	0,24

I_{ss} определяется по формуле

$$I_{ss} = \frac{e_L - e}{1 + e},$$

где e – коэффициент пористости грунта природного сложения и влажности; e_L – коэффициент пористости, соответствующий влажности на границе текучести (формула (5.4)).

Предварительную оценку нормативных значений величины относительной просадочности грунтов при инженерно-геологических изысканиях для сооружений I и II уровня ответственности и окончательную их оценку для сооружений III уровня ответственности допускается выполнять также по их физическим характеристикам (табл. 8.22).

Таблица 8.22

Нормативные значения относительной просадочности грунтов [111]

Влажность w , %	Давление, p , МПа	Относительная просадочность ε_{sl} при коэффициенте пористости e						
		0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	1,1
8	0,1	0,008	0,012	0,016	0,020	0,024	0,029	0,033
	0,2	0,016	0,024	0,032	0,041	0,049	0,057	0,066
	0,3	0,020	0,031	0,042	0,053	0,064	0,074	0,085
12	0,1	0,004	0,008	0,012	0,016	0,020	0,025	0,029
	0,2	0,008	0,016	0,024	0,033	0,041	0,049	0,057
	0,3	0,010	0,021	0,031	0,042	0,053	0,064	0,075
16	0,1	0,000	0,004	0,008	0,012	0,016	0,021	0,025
	0,2	–	0,008	0,016	0,024	0,033	0,041	0,049
	0,3	–	0,010	0,021	0,032	0,043	0,053	0,064
20	0,1	–	–	0,004	0,008	0,012	0,017	0,021
	0,2	–	–	0,008	0,016	0,025	0,033	0,041
	0,3	–	–	0,010	0,021	0,032	0,043	0,054
24	0,1	–	–	–	0,004	0,008	0,012	0,017
	0,2	–	–	–	0,008	0,017	0,025	0,033
	0,3	–	–	–	0,011	0,022	0,032	0,043

При проектировании оросительных систем грунтовые условия строительных площадок, сложенных лёссовыми просадочными грунтами, подразделяются на два типа. Просадочные толщи второго типа подразделяются дополнительно на три категории (табл. 8.23).

Таблица 8.23

Типизация грунтов по просадке s_{sl} при природном давлении [11]

Тип	Категория	Просадка при природном давлении, см	Относительная просадочность при расчетном напряжении, МПа					Начальное давление просадки, МПа
			0,05	0,1	0,2	0,3	0,4	
I	–	$s_{sl} \leq 5$	0	0...0,02	0,01...0,02	0,02...0,04	0,03...0,05	0,06...0,18
IIa	слабо-просадочные	$5 < s_{sl} \leq 15$	0...0,02	0,01...0,02	0,02...0,04	0,03...0,05	0,04...0,06	0,03...0,09
IIб	средне-просадочные	$15 < s_{sl} \leq 50$	0,01...0,03	0,02...0,04	0,04...0,06	0,05...0,07	0,06...0,08	0,01...0,05
IIв	сильно-просадочные	$50 < s_{sl}$	0,03...0,05	0,04...0,06	0,06...0,08	0,07...0,09	0,08...0,11	0,007...0,03

Fooks и Best (1969 г.) предложили использовать индекс разрушения (*collaps index*): $I_c = (e - e_p) / (e_L - e_p)$; Feda (1966 г.) предложил применение следующей формулы:

$$I_c = ((w / S_r) - w_p) / I_p.$$

Feda также предположил, что грунты с индексом, превышающим 0,85, являются стабильными; по данным Northmore, критическое значение индекса должно быть более 0,22, что больше подходит для оценки стабильности некоторых типов лёссов [125].

Основания, сложенные просадочными грунтами, должны проектироваться с учетом их особенности, заключающейся в том, что при повышении влажности выше определенного уровня они дают дополнительные деформации просадки от внешней нагрузки и/или от собственного веса грунта. При проектировании оснований, сложенных просадочными грунтами, должны учитываться:

а) просадки от внешней нагрузки $s_{sl,p}$, происходящие в пределах верхней зоны просадки $h_{sl,p}$, измеряемой от подошвы фундамента до глубины, где суммарные вертикальные напряжения от внешней нагрузки и собственного веса грунта равны начальному просадочному давлению или сумма этих напряжений минимальна;

- б) просадки от собственного веса грунта $s_{sl,g}$, происходящие в нижней зоне просадки $h_{sl,g}$, начиная с глубины, где суммарные вертикальные напряжения превышают начальное просадочное давление p_{sl} или сумма вертикальных напряжений от собственного веса грунта и внешней нагрузки минимальна, и до нижней границы просадочной толщи;
- в) неравномерность просадки грунтов Δs_{sl} ;
- г) горизонтальные перемещения основания в пределах криволинейной части просадочной воронки при просадке грунтов от собственного веса;
- д) потеря устойчивости откосов и склонов;
- е) дополнительные нагрузки вследствие образования в грунтовой толще водных куполов [111].

8.3.2.2. Определение характеристик деформации набухающих грунтов

При проектировании оснований, сложенных набухающими грунтами, следует учитывать возможность их набухания за счет увлажнения. При последующем понижении влажности у набухающих грунтов происходит обратный процесс – *усадка*. Подъем основания в результате набухания грунта определяется в предположении, что осадки основания от внешней нагрузки стабилизировались.

Подъем основания при набухании грунта h_{sw} определяется по формуле

$$h_{sw} = \sum_{i=1}^n \varepsilon_{sw,i} h_i k_{sw,i},$$

где $\varepsilon_{sw,i}$ – относительное набухание грунта i -го слоя; h_i – толщина i -го слоя грунта; n – число слоев, на которое разбита зона набухания грунта; коэффициент k_{sw} берется в зависимости от суммарного вертикального напряжения σ на рассматриваемой глубине и принимается равным: 0,8 при $\sigma = 0,05$ МПа и 0,6 при $\sigma = 3$ МПа, а при промежуточных значениях σ – по интерполяции [92].

Набухающие грунты характеризуются следующими показателями:

- давлением набухания p_{sw} , МПа;
- влажностью грунта после набухания w_{sw} , Д. ед.;
- относительным набуханием при заданном давлении ε_{swp} ;
- относительной усадкой при высыхании ε_{sh} .

Показатели набухания грунта и давления набухания следует определять в компрессионных приборах [140], используя испытания:

- по прямому методу определения давления набухания;
- по методу компенсирующих нагрузок (компенсационный метод);
- по косвенному методу определения давления набухания (метод арретирного хода);
- по методу свободного набухания.

Испытание по прямому методу определения давления набухания. В процессе испытания происходит условная стабилизация напряжений в грунте, возникающих вследствие набухания грунта при водонасыщении. Во время стабилизации напряжений показания датчиков записываются через 15, 30 с, 1, 2, 5, 10, 20, 30 мин и далее через каждый час, а также по завершении стабилизации.

Испытание по прямому методу определения давления набухания (метод компенсирующих нагрузок). Грунты после влагонасыщения начинают расширяться, и если деформация набухания превысит заданное значение, то к образцу грунта будет приложена ступень нагрузки. В процессе испытания производится циклическое нагружение образца ступенями заданной величины с заданным интервалом времени. Во время нагружения осуществляется контроль текущей нагрузки и деформации. Испытание заканчивается, если процессы набухания грунта начинают затухать и за заданное время стабилизации не было приложено ни одной ступени нагрузки.

Испытание по косвенному методу определения давления набухания (метод арретирного хода). В процессе испытания производится циклическое нагружение образца ступенями заданной величины с заданным интервалом времени. Во время нагружения осуществляется контроль текущей нагрузки и деформации. Испытание заканчивается, когда значение текущей деформации превысит заданную предельную величину, либо при превышении максимальной нагрузки, на которую рассчитано испытательное устройство.

Испытание по методу свободного набухания. В процессе испытания происходит условная стабилизация напряжений в грунте, возникающих вследствие его набухания. Показания датчиков во время стабилизации напряжений записываются с интервалами 15, 30 с, 1, 2, 5, 10, 20, 30 мин и далее через каждый час, а также по завершении стабилизации. Если испытание проводится с вертикальной нагрузкой, то применяется циклическое нагружение образца заданными ступенями вертикальной нагрузки до тех пор, пока величина вертикальной деформации не превысит нулевую отметку. После каждой ступени нагружения дожидаются условной стабилизации деформации грунта, показания датчиков записывают до ее завершения, когда величина деформации грунта превысит нулевую отметку [140].

Проведение испытания по прямому методу определения давления набухания. Характеристики набухания определяют по результатам испытаний образцов грунта в приборах свободного набухания (ПНГ) и в компрессионных приборах при насыщении грунта водой или химическим раствором.

Диапазон давлений, при которых проводят испытания на набухание под нагрузкой, определяется в программе испытаний с учетом передаваемых нагрузок на основании и давления набухания грунта.

Образцы грунта природного сложения для испытаний свободного набухания, набухания под нагрузкой и усадки следует вырезать из одного монолита грунта. Для испытаний используют образцы грунта ненарушенного сложения с природной влажностью, или водонасыщенные, или образцы нарушенного сложения с заданными значениями плотности и влажности. Образец должен иметь форму цилиндра диаметром не менее 71 мм и отношение диаметра к высоте от 2,8 до 3,5. Максимальный размер фракции грунта (включений, агрегатов) в образце должен быть не более 1/5 высоты образца. Не допускается использовать для испытаний глинистые грунты, содержащие крупнообломочные включения более 5 мм.

Образцы грунта при испытании на набухание следует заливать грунтовой водой, взятой с места отбора грунта, водной вытяжкой или водой питьевого качества, допускается применение дистиллированной воды и искусственно приготовленных растворов заданного химического состава. Испытание производят до прекращения поглощения образцом грунта воды.

Набухание грунта под нагрузкой определяют в компрессионных приборах. При определении свободного набухания часть образца с помощью вкладыша-шаблона выдавливают из рабочего кольца и срезают ножом так, чтобы высота оставшегося образца была не менее 10 мм. Образец грунта в рабочем кольце покрывают с двух сторон фильтрами и помещают в компрессионный прибор.

Затем проводят следующие операции: регулируют механизм нагружения образца в компрессионном приборе; устанавливают устройства для измерения вертикальных деформаций образцов; записывают начальные показания устройств.

Характеристики набухания глинистого грунта нарушенного сложения следует определять на образцах с заданными значениями плотности и влажности.

При определении набухания грунта под нагрузкой начальные ступени давления должны быть: на первом компрессионном приборе – около 0,0025 МПа, что соответствует давлению от массы штампа и смонтированного на нем измерительного оборудования; на втором – 0,025 МПа; на третьем – 0,05 МПа; на четвертом – 0,1 МПа. Далее давление повышают в каждом приборе ступенями 0,1...0,2 МПа до необходимых пределов. Диапазон

давлений, при которых проводят испытания, определяется в программе испытаний или принимается в пределах полуторного значения проектного давления на грунт.

После нагружения образцов грунта в компрессионных приборах их выдерживают до условной стабилизации деформаций, после чего замачивают, залив жидкость в поддон.

После замачивания образцов регистрируют деформации через 5, 10, 30, 60 мин, далее через 2 ч в течение рабочего дня, а затем в начале и конце рабочего дня до достижения условной стабилизации деформаций. В случае отсутствия набухания замачивание производят в течение трех суток.

За начало набухания следует считать относительную деформацию (ε), превышающую 0,001. За критерий условной стабилизации деформаций свободного набухания грунтов или деформаций набухания под нагрузкой при данной ступени давления в компрессионных приборах следует принимать деформацию не более 0,01 мм за 16 ч. После завершения набухания образца грунта необходимо: слить жидкость из прибора; кольцо с влажным грунтом (без фильтров) взвесить и произвести контрольное измерение высоты образца грунта в кольце; грунт из кольца высушить в термостате при температуре $(105 \pm 2)^\circ\text{C}$.

По вычисленным значениям при испытании в компрессионных приборах строят график зависимости относительных деформаций набухания от вертикального давления $\varepsilon_{sw} = f(\sigma)$.

Точки графика, соответствующие различным давлениям, соединяют плавной кривой. Значение давления, соответствующее точке пересечения кривой с осью давления (σ) (рис. 8.21, а) или точке предполагаемого пересечения продолжения кривой графика $\varepsilon_{sw} = f(\sigma)$ с осью давления (σ) (рис. 8.21, б), равно давлению набухания p_{sw} . Давление набухания допускается определять, измеряя возникающее усилие набухания замоченного образца путем компенсации деформаций набухания.

Закономерности величин набухаемости глинистых грунтов, находящихся под нагрузкой, зависят от тех же факторов, что и свободное набухание. К внешним факторам набухаемости грунтов относятся внешнее давление и температура. Как следует из теории «расклинивающего давления» и экспериментальных данных, «осмотическое» набухание в глинистых грунтах можно ограничить или совершенно предотвратить с помощью приложения внешнего давления, которое численно будет равно давлению набухания грунта (p_{sw}). Относительная величина набухания глинистых грунтов изменяется в зависимости от давления по экспоненциальному закону, причем наиболее резкое уменьшение ее происходит при давлении до 0,2 МПа.

Величины давления набухания в глинистых грунтах в среднем изменяются от 0 до 1,5 МПа и характеризуются в основном «осмотическим» давлением в поровом растворе активных обменных катионов ДЭС при концентрации раствора электролита меньше 0,1 н.

Кроме того, имеет значение цикличность приложения и снятия нагрузки при набухании глинистых грунтов, так как при этом после снятия нагрузки первоначальная набухаемость грунта полностью не восстанавливается – имеет место гистерезис «компрессии-рекомпрессии», уменьшающийся с ростом циклов нагрузки и разгрузки грунта; при многократном повторении этих циклов петли гистерезиса практически сливаются. Это явление связано с доуплотнением грунта под давлением, разрушением более крупных пор и достижением более плотного сложения образца, когда частицы начинают контактировать через тонкие пленки воды, обладающие особыми структурно-пластическими свойствами [50].

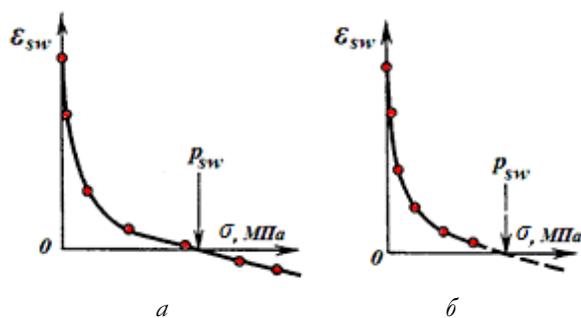


Рис. 8.21. Графики зависимости набухания грунта ε_{sw} от давления σ при испытании в компрессионном приборе:
 а – p_{sw} – установленная величина давления набухания;
 б – p_{sw} – предполагаемая величина давления набухания

Предварительную оценку нормативных значений относительной деформации набухания ε_{sw} грунтов (главным образом монтмориллонитовых и палыгорскитовых глин, в меньшей степени – гидрослюдистых и каолинитовых глин) в зависимости от их плотности в сухом состоянии и влажности при инженерно-геологических изысканиях для сооружений I и II уровня ответственности, а также окончательную их оценку для сооружений III уровня ответственности допускается выполнять в соответствии с табл. 8.24 [111], а величину давления набухания – по табл. 8.25.

Таблица 8.24

Значения величины свободного набухания

Влажность, w , д. ед.	Величина свободного набухания e_{sw} (д. ед.) при плотности в сухом состоянии, г/см ³						
	1,5	1,6	1,7	1,8	1,9	2,0	
0,02	0,09	0,11	0,14	0,17	Г	0,19	0,22
0,04	0,08	0,10	0,13	0,16		0,18	0,21
0,06	0,07	0,09	В	0,15		0,17	0,20
0,08	0,06	0,09		0,14		0,16	0,19
0,1	0,05	0,08	Б	0,10		0,15	0,18
0,12	0,04		0,09	0,12		0,14	0,17
0,14	А	0,03	0,06	0,08	0,11	0,13	0,16
0,16		0,02	0,05	0,07	0,10	0,12	0,15
0,18		0,01	0,04	0,06	0,09	0,11	0,14
0,20		0,00	0,03	0,05	0,08	0,10	0,13

А – ненабухающие; Б – слабонабухающие; В – средненабухающие; Г – сильнонабухающие грунты

Таблица 8.25

Значения величины давления набухания

Свободное набухание, д. ед.	Давление набухания, МПа	Свободное набухание, д. ед.	Давление набухания, МПа
0,04	0,02	0,14	0,21
0,06	0,05	0,16	0,25
0,08	0,09	0,18	0,29
0,10	0,13	0,20	0,33
0,12	0,17	0,22	0,37

При изысканиях для предпроектной документации допускается оценивать набухаемость грунтов по коэффициентам пористости e и e_L (коэффициенты пористости образца, соответственно, с природной влажностью и влажностью на границе текучести, см. формулу (5.4)) и относить к набухающим грунтам глинистые грунты *при условии* [111]:

$$\frac{e - e_L}{1 + e} < -0,4.$$

При проектировании оснований, сложенных набухающими грунтами, следует учитывать возможность [111]:

- набухания грунтов за счет подъема уровня подземных вод или инфильтрации – увлажнения грунтов производственными или поверхностными водами;
- набухания грунтов за счет накопления влаги под сооружениями в ограниченной по глубине зоне вследствие нарушения природных условий испарения при застройке и асфальтировании территории (экранирование поверхности);
- набухания и усадки грунта в верхней части зоны аэрации – за счет изменения водно-теплового режима (сезонных климатических факторов);
- усадки за счет высыхания от воздействия тепловых источников.

8.3.2.3. Определение характеристик деформации засоленных грунтов

Основания, сложенные засоленными грунтами, должны проектироваться с учетом их особенностей, обуславливающих образование при длительной фильтрации воды и выщелачивании солей суффозионной осадки.

Суффозионная осадка основания s_{sf} , сложенного засоленными грунтами, определяется по формуле [92]

$$s_{sf} = \sum_{i=1}^n \varepsilon_{sf,i} h_i,$$

где $\varepsilon_{sf,i}$ – относительное суффозионное сжатие грунта i -го слоя при давлении p , равном суммарному вертикальному напряжению на рассматриваемой глубине от внешней нагрузки σ_{zp} и собственного веса грунта σ_{zg} ; h_i – толщина i -го слоя засоленного грунта; n – число слоев, на которое разбита зона суффозионной осадки засоленных грунтов.

Деформационные свойства засоленных грунтов характеризуют такие показатели, как:

- абсолютное суффозионное сжатие Δh_{sf} , мм;
- относительное суффозионное сжатие ε_{sf} ;
- начальное давление суффозионного сжатия p_{sf} , МПа.

Эти характеристики определяют по результатам испытаний образцов грунта в компрессионно-фильтрационных приборах, исключающих возможность бокового расширения образца грунта при нагружении его вертикальной нагрузкой.

В состав установки для испытания грунта на суффозионное сжатие должны входить: компрессионно-фильтрационный прибор с рабочим кольцом; механизм для вертикального нагружения образца грунта; устройства для измерения вертикальных деформаций образца грунта. Конструкция компрессионно-фильтрационного прибора должна обеспечивать: подачу воды к образцу грунта снизу (схема восходящего потока) или сверху (схема нисходящего потока); отвод воды, профильтровавшейся через образец грунта, и накопление ее в мерном сосуде; непрерывную на протяжении всего испытания фильтрацию воды; герметичность основных деталей прибора; первоначальную нагрузку на образец, создаваемую весом штампа и закрепленными на нем измерительными приборами.

Проведение испытания методом суффозионного сжатия в результате растворения и выноса солей при фильтрации воды. Компрессионно-фильтрационные испытания грунтов выполняют по схеме нисходящего или восходящего потока фильтрующей жидкости, а также при любых значениях градиента напора (i) при условии отсутствия механической суффозии. Испытания засоленных грунтов следует выполнять по схемам [30]:

- «одной кривой» (при испытании одного образца грунта) – для определения характеристик сжимаемости грунта природной влажности при различных давлениях относительной просадочности и относительного суффозионного сжатия – при одном заданном значении давления;
- «трех кривых» (при испытании трех образцов грунта) – для определения характеристик сжимаемости грунта природной влажности при различных давлениях, относительной просадочности и относительного суффозионного сжатия.

При испытании по схеме «одной кривой» нагрузку на образец грунта природной влажности производят ступенями нагружения до заданного давления p аналогично компрессионному испытанию. После условной стабилизации деформации образца грунта при давлении p его необходимо замочить водой, продолжая замачивание до условной стабилизации просадки по [30]. После окончания просадочных деформаций или в случае их отсутствия следует начать непрерывную фильтрацию воды через образец (при заданном давлении p) до условной стабилизации суффозионного сжатия.

Испытание по схеме «трех кривых» проводят на трех образцах грунта ненарушенного сложения, отобранных из одного монолита и отличающихся по плотности сухого грунта не более чем на $0,05 \text{ г/см}^3$, или на трех образцах нарушенного сложения, имеющих одинаковые (заданные) степень засоленности и плотность сухого грунта.

Один образец испытывают при природной влажности, при этом нагрузку на образец грунта производят ступенями нагружения до заданного давления p .

Второй образец надлежит перед нагружением замочить до полного водонасыщения и затем прикладывать нагрузку на образец ступенями нагружения до заданного давления. После условной стабилизации сжатия водонасыщенного грунта необходимо начать непрерывную фильтрацию воды через образец (при заданном давлении p) до условной стабилизации суффозионного сжатия.

Третий образец следует замочить до полного водонасыщения (без передачи нагрузки на образец грунта и без применения арретира) и затем производить выщелачивание солей (рассоление грунта) путем непрерывной фильтрации воды или жидкости заданного состава через образец. После условного рассоления грунта необходимо прикладывать нагрузку на образец ступенями до заданного давления p , поддерживая образец в водонасыщенном состоянии.

За критерий условного рассоления грунта (β_1) при выщелачивании солей без нагрузки (при испытании по схеме «трех кривых») следует принимать значения, приведенные в табл. 8.26.

За критерий условной стабилизации суффозионного сжатия грунта при заданном давлении p следует принимать приращение относительной деформации $\Delta\varepsilon_{sf}$, не превышающее 0,001 при приращении степени выщелачивания солей $\Delta\beta_i = 0,1$, а также при условии, что степень выщелачивания солей β_i составляет не менее 0,6.

Таблица 8.26

Значение критерия условного рассоления грунта

Содержание водорастворимых солей, %	Значение критерия условного рассоления β_1 , д. ед.		
	Песок	Супесь	Суглинок
<5	0,80	0,65	0,60
5...10	0,85	0,70	0,65
11...20	0,90	0,80	0,75
21...30	0,95	0,90	0,85
>30	1,00	0,95	0,90

После начала фильтрации воды через образец грунта показания индикаторов деформаций следует регистрировать в первый час через 15 мин, далее через час (но не менее пяти раз) в течение рабочего дня, затем один раз в день при испытании грунтов, содержащих легкорастворимые соли, и один раз в два-три дня при испытании грунтов, содержащих среднерастворимые соли.

В процессе выщелачивания солей необходимо отбирать фильтраты для определения в них количества солей по массе плотного остатка: первый фильтрат – после сбора 50 мл жидкости, второй – через 2...3 сут, далее – один раз в неделю при испытании грунтов, содержащих легкорастворимые соли, и один раз в две недели – при испытании грунтов, содержащих среднерастворимые соли.

После завершения испытания рабочее кольцо с влажным грунтом взвешивают, производят контрольное измерение высоты образца грунта в кольце, определяют влажность грунта и массу сухого грунта, а также состав солей.

Для определения характеристик m_0 , E и p_{str} по результатам испытания для каждой ступени нагружения вычисляют:

- **абсолютную вертикальную стабилизированную деформацию образца грунта (Δh)**, мм, как среднее арифметическое показаний измерительных приборов за вычетом поправки на деформацию компрессионного прибора;

- **относительную вертикальную деформацию образца грунта (ε)** по формуле

$$\varepsilon = \frac{\Delta h}{h_{ng}},$$

где h_{ng} – высота образца грунта при давлении, равном напряжению от собственного веса грунта на глубине отбора образца за вычетом абсолютной деформации при этом давлении.

По вычисленным значениям строят график зависимости $\varepsilon = f(\sigma)$ (рис. 8.22, а). В случае набухания засоленного грунта при испытании по схеме «трех кривых» необходимо опреде-

лить свободное относительное набухание ε_{sw} , а точку, соответствующую ε_{sw} , включить в график $\varepsilon = f(\sigma)$, откладывая ее на оси ординат вверх от оси абсцисс.

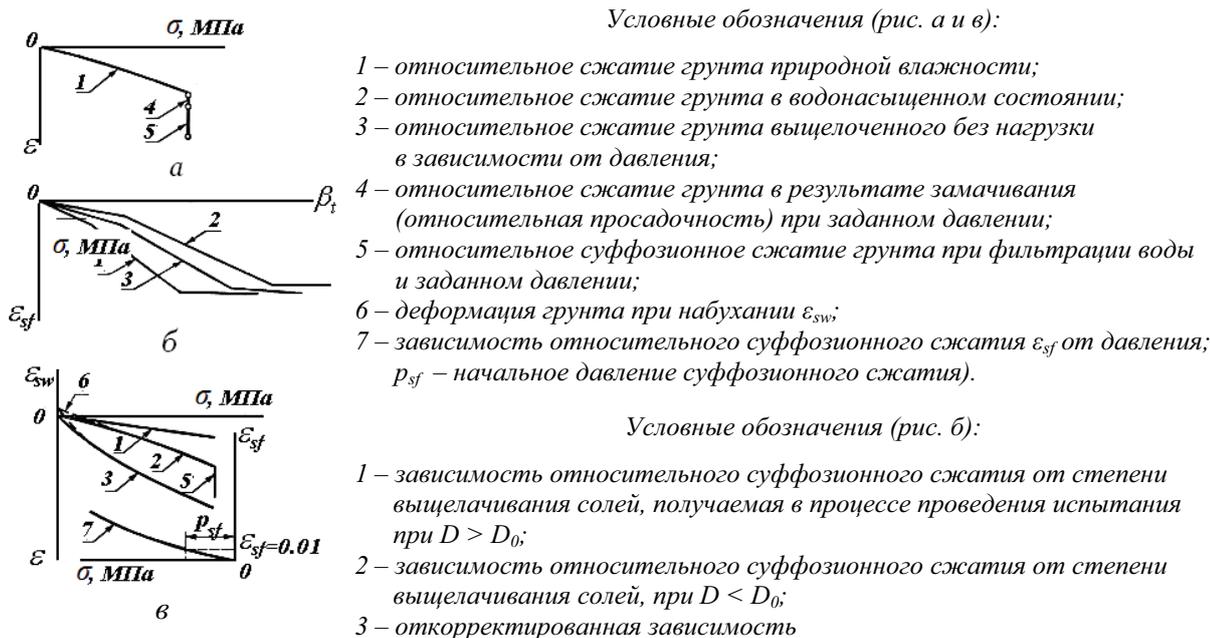


Рис. 8.22. Оформление результатов испытания засоленного грунта при сжатии в компрессионно-фильтрационном приборе:
 а – график $\varepsilon = f(\sigma)$ (по схеме «одной кривой»); б – график $\varepsilon_{sf} = f(\beta_t)$;
 в – график $\varepsilon = f(\sigma)$ (по схеме «трех кривых») [30]

Относительное суффозионное сжатие грунта ε_{sf} при испытании по схеме «одной кривой» и при наличии просадочных деформаций следует определять как дополнительное относительное сжатие образца грунта при заданном давлении и непрерывной фильтрации воды по формуле:

$$\varepsilon_{sf} = \frac{\Delta h_{sf}}{h_{ng}} = \frac{h_{sat,p} - h_{sf,p}}{h_{ng}},$$

где Δh_{sf} – суффозионное сжатие грунта при постоянной фильтрации и заданном давлении (абсолютное суффозионное сжатие), мм; $h_{sat,p}$ – высота образца замоченного грунта при заданном давлении, мм; $h_{sf,p}$ – высота образца грунта после сжатия в условиях постоянной фильтрации жидкости при заданном давлении, мм.

Относительное суффозионное сжатие грунта ε_{sf} при испытании по схеме «одной кривой» и при отсутствии просадочных деформаций следует определять по формуле

$$\varepsilon_{sf} = \frac{\Delta h_{sf}}{h_{ng}} = \frac{h_p - h_{sf,p}}{h_{ng}},$$

где h_p – высота образца грунта природной влажности при заданном давлении, мм.

Относительную просадочность ε_{sf} для различных давлений при испытаниях по схеме «трех кривых» следует определять как разность значений относительного сжатия образцов в водонасыщенном состоянии $\varepsilon_{sat,p}$ и природной влажности ε_w или разность ординат соответствующих кривых графиков $\varepsilon = f(\sigma)$.

Относительное суффозионное сжатие ε_{sf} для различных давлений при испытании по схеме «трех кривых» следует определять как разность значений относительного сжатия образцов выщелоченного грунта и в водонасыщенном состоянии или разность ординат соответствующих кривых графика $\varepsilon = f(\sigma)$. По значениям ε_{sf} следует строить график зависимости относительного суффозионного сжатия от давления.

Начальное давление суффозионного сжатия p_{sf} , МПа, следует определять по графику зависимости относительного суффозионного сжатия от давления $\varepsilon_{sf} = f(\sigma)$,

принимая за p_{sf} давление, при котором относительное суффозионное сжатие составляет 0,01 (рис. 8.22, в). Относительное суффозионное сжатие вычисляют с точностью 0,001, начальное давление суффозионного сжатия – с точностью 0,02 МПа.

В процессе компрессионно-фильтрационного испытания грунта при непрерывной фильтрации воды и заданном давлении p следует строить график зависимости относительного суффозионного сжатия ε_{sf} от степени выщелачивания солей β_t , д. ед., (рис. 8.22, б), определяемой по формуле

$$\beta_t = \frac{\sum_{i=1}^k \bar{X}V_w}{D_{sal}m_0},$$

где k – число определений плотного остатка фильтрации за время испытаний; V_w – объем воды, профильтровавшейся через образец грунта за период между двумя последующими определениями плотного остатка, л; \bar{X} – среднее арифметическое значение двух последующих определений плотного остатка фильтратов за вычетом плотного остатка фильтрующей жидкости, г/л; D_{sal} – степень засоленности грунта (принимают по результатам определений средней степени засоленности монолита, из которого вырезают образец грунта), д. ед.; m_0 – масса сухого образца грунта перед началом испытаний, г.

После окончания компрессионно-фильтрационного испытания, а также после выщелачивания солей без нагрузки и последующего загрузения образца следует произвести корректировку графика $\varepsilon_{sf} = f(\beta_t)$, подставляя в формулу для расчета β_t вместо значения D_{sal} значение начальной степени засоленности образца грунта $D_{0,sal}$:

$$D_{0,sal} = 1 - \frac{m_f}{m_0}(1 - D_1),$$

где m_f – масса сухого образца грунта после окончания испытания, г; D_1 – степень засоленности образца грунта после окончания испытания, д. ед. [30].

Для предварительных расчетов суффозионной осадки основания сооружений I и II уровней ответственности и для окончательных расчетов сооружений III уровня ответственности допускается определять значение относительного суффозионного сжатия ε_{sf} глинистых загипсованных грунтов, если они представлены: а) суглинками с $w = 0,02...0,04$, $I_L = 0,08...0,12$, $\rho_d = 1,2...1,6$ г/см³, $e = 0,75...1,1$; б) супесями с $w = 0,01...0,03$, $I_L = 0,03...0,07$, $\rho_d = 1,4...1,45$ г/см³; $e = 0,9...1,0$, по формуле

$$\varepsilon_{sf} = k_1 d_0 \rho_d \beta^n / \rho_g,$$

где k_1 – коэффициент, зависящий от вида грунта, содержания гипса и давления, принимается по табл. 8.27; d_0 – начальное содержание гипса в грунте, д. ед; ρ_d – начальная плотность сухого грунта, г/см³; ρ_g – плотность частиц гипса, г/см³; β – степень выщелачивания, д. ед.; n – коэффициент, принимаемый для суглинков равным 1, для супесей – 1/3 [92].

Для предварительных расчетов нормативные значения суффозионного сжатия загипсованных суглинков и супесей также допускается определять по табл. 8.28.

Таблица 8.27

Значения коэффициента k_1 для разных видов грунтов

Вид грунта	Содержание гипса, д. ед	Коэффициент k_1 при давлении, МПа			
		0,1	0,2	0,3	0,4
Супесь	0,1	0,86	0,70	0,52	0,43
	0,2	0,95	0,90	0,83	0,76
	0,3	0,97	0,95	0,90	0,85
Суглинок	0,1	0,08	0,15	0,30	0,46
	0,2	0,15	0,27	0,50	0,84
	0,3	0,45	0,60	0,80	1,10
	0,4	0,85	0,96	1,07	1,30
	0,5	1,08	1,15	1,22	1,38

Таблица 8.28

Нормативные значения плотности сухого грунта, коэффициента фильтрации и относительного суффозионного сжатия загипсованных суглинков и супесей [111]

Грунт	Степень засоления	Содержание гипса, %	Плотность сухого грунта ρ_{ds} г/см ³	Коэффициент фильтрации $k_{ф}$, см/с	Относительное суффозионное сжатие, ε_{sf}
Суглинок	Незагипсованный	<5	1,60...1,65	10^{-7}	<0,005
	Слабозагипсованный	5...10	1,55...1,60	$10^{-6}...10^{-7}$	0,005...0,01
	Среднезагипсованный	10...20	1,45...1,55	$10^{-5}...10^{-6}$	0,10...0,05
	Сильнозагипсованный	20...35	1,40...1,50	$10^{-4}...10^{-5}$	0,05...0,18
	Избыточно загипсованный	>35	1,25...1,40	$10^{-3}...10^{-4}$	>0,18
Супесь	Незагипсованный	<5	1,45...1,55	10^{-6}	<0,01
	Слабозагипсованный	5...10	1,40...1,50	$10^{-5}...10^{-6}$	0,01...0,03
	Среднезагипсованный	10...20	1,35...1,45	$10^{-4}...10^{-5}$	0,04...0,10
	Сильнозагипсованный	20...30	1,35...1,40	$10^{-3}...10^{-4}$	0,10...0,17
	Избыточно загипсованный	>30	1,30...1,40	$10^{-3}...10^{-4}$	>0,17

Согласно [111] основания, сложенные засоленными грунтами, должны проектироваться с учетом их особенностей, обуславливающих:

- образование суффозионной осадки s_{sf} при длительной фильтрации воды и выщелачивании солей;
- изменение в процессе выщелачивания солей физико-механических свойств грунта, сопровождающееся, как правило, снижением его прочностных характеристик;
- повышенную агрессивность подземных вод к материалам подземных конструкций за счет растворения солей, содержащихся в грунте.

Следует также иметь в виду, что в засоленных грунтах при их замачивании может проявляться просадка или набухание.

8.3.2.4. Определение характеристик деформации мерзлых грунтов

Осадку при оттаивании – это уплотнение образца мерзлого грунта за счет его оттаивания в условиях компрессии, т. е. без возможности бокового расширения. Она может также возникать в грунтах без дополнительного внешнего давления, но чаще ее определяют под нагрузкой, соответствующей бытовому давлению или весу сооружения. Существует аналогия между осадкой при оттаивании и просадкой при замачивании грунтов, однако, в первом случае ее причинами является изменение температурного режима грунта, а во втором – влажностного.

Осадку при оттаивании можно разделить на две части. Первая часть собственно осадка или, точнее, просадка оттаивания, возникает за счет вытаявания льда. Вторая часть – это осадка уплотнения, которая вызывается уменьшением пористости под действием собственного веса оттаявшего грунта и нагрузки от сооружения. Таким образом, осадку оттаивающего в процессе эксплуатации сооружения основания следует определять по формуле

$$s_i = s_{th} + s_p,$$

где s_{th} – составляющая осадки основания, обусловленная действием собственного веса оттаивающего грунта, м; s_p – составляющая осадки основания, обусловленная дополнительным давлением на грунт веса сооружения, м.

Составляющую осадки основания s_{th} надлежит определять по формуле [92]

$$s_{th} = \sum_{i=1}^n (A_{th,i} + m_{f,i} \sigma_{zg,i}) h_i,$$

где n – число выделенных при расчете слоев грунта; $A_{th,i}$ – коэффициент оттаивания, д. ед.; $m_{f,i}$ – коэффициент сжимаемости, кПа⁻¹, i -го слоя оттаивающего грунта, принимаемый по

экспериментальным данным; h_i – толщина i -го слоя оттаивающего грунта, м; $\sigma_{zg,i}$ – вертикальное напряжение от собственного веса грунта в середине i -го слоя грунта, кПа ($\text{кгс}/\text{см}^2$).

Изменение коэффициента пористости (e) мерзлого грунта при оттаивании и компрессионном сжатии описывается уравнением:

$$e = A_{th} + m_{f,i} \sigma_{zg}.$$

Величина $m_{f,i}$ зависит от множества факторов, среди которых основным является суммарная льдистость грунта. С ростом суммарной льдистости осадка при оттаивании увеличивается. В общем виде суммарный коэффициент сжимаемости складывается из частных коэффициентов сжимаемости за счет упругого сжатия, закрытия пор и дефектов, фазового перехода льда в незамерзшую воду и оттока незамерзшей воды.

Осадки грунтов под сооружением, как правило, неравномерные: во-первых, из-за неравномерного оттаивания; во-вторых, из-за различной льдистости грунта под сооружениями в пределах зоны оттаивания. По сравнению с уплотнением того же немерзлого грунта деформации осадки при оттаивании обычно намного выше в том же интервале нагрузок. Суммарная осадка может составлять от 2...5 см до 20...30 см на 1 м оттаявшей толщи, а для сильнольдистого грунта (льда больше 40 %) осадка может быть еще больше. Малопроедачными являются лишь маловлажные пески и крупноблочные грунты с песчаным заполнителем.

Кроме льдистости, осадка при оттаивании определяется типом криогенной текстуры, зависящей от суммарной влажности, дисперсности и иных особенностей мерзлого грунта. Наибольшей осадкой при оттаивании обладают мерзлые глинистые грунты с сетчатой и слоистой криогенной текстурой, т. е. содержащие ледяные прослойки.

Испытание мерзлого грунта методом компрессионного сжатия [17] для песков и глинистых грунтов (кроме песков гравелистых и крупных), а также заторфованных, засоленных и сыпучемерзлых разностей проводят для определения следующих характеристик деформируемости:

- коэффициента сжимаемости пластичномерзлых грунтов m_f , МПа^{-1} ;
- коэффициента оттаивания A_{th} ;
- сжимаемости при оттаивании m .

Эти характеристики определяют по результатам испытаний образцов грунта в компрессионных приборах (одометрах), исключающих возможность бокового расширения образца грунта при его нагружении вертикальной нагрузкой в мерзлом или оттаянном состоянии. Нагрузку при испытаниях определяют из условия, что на первой ступени нагружения давление должно быть равно напряжению от собственного веса на глубине отбора образца, а на последней ступени – расчетному сопротивлению грунта под подошвой фундамента R , задаваемому в программе испытаний.

Для испытаний используют образцы мерзлого грунта ненарушенного сложения с природной влажностью и льдистостью. Образцы должны иметь форму цилиндра диаметром не менее 71 мм и отношением высоты к диаметру 1:3,5. Толщина прослоек льда в образце должна быть не более 2 мм, а льдистость $i_i \leq 0,4$. Для испытываемых грунтов дополнительно к физическим показателям должны быть определены следующие характеристики: текстура, влажность за счет ледяных включений и льдистость.

В состав установки для испытаний грунта методом компрессионного сжатия должны входить: компрессионный прибор (одометр); механизм для вертикального нагружения образца грунта; устройства для измерения вертикальных деформаций образца грунта.

Образец грунта в рабочем кольце помещают в направляющий цилиндр одометра, ставят штамп и центрируют его; подготавливают устройства для измерения вертикальных деформаций образца грунта симметрично относительно оси штампа; одометр устанавливают на станину под пресс и центрируют; образец диаметром 71,4 мм выдерживают при температуре испытания не менее суток, диаметром 112,8 мм – не менее двух суток. Затем

записывают начальные показания приборов, фиксируют температуру и время начала испытания или включают автоматическую запись.

К образцу плавно, не допуская ударов, прикладывают нагрузку первой ступени нагружения. После стабилизации деформации увеличивают нагрузку на образец ступенями нагружения. Число ступеней должно быть не менее пяти. Каждую ступень нагружения следует прикладывать после условной стабилизации вертикальной деформации образца грунта на предшествующей ступени.

При испытаниях для определения коэффициентов A_{th} и m после условной стабилизации деформации на первой ступени нагружения производят оттаивание образца грунта, повышая температуру воздуха в помещении для испытаний, при этом фиксируют деформации образца грунта до достижения их условной стабилизации. Далее продолжают испытание грунта в оттаявшем состоянии. Приращение давления при этом на последующих ступенях принимают 0,05 МПа для глинистых грунтов и 0,075 МПа для песков.

На каждой ступени нагружения записывают показания приборов (устройств) для измерения вертикальной деформации образца грунта через интервалы времени.

По результатам испытания для каждой ступени нагружения вычисляют:

- абсолютную стабилизированную вертикальную деформацию образца грунта Δh_i , мм, как среднее арифметическое показание приборов (устройств для измерения вертикальной деформации образца грунта);
- относительную стабилизированную вертикальную деформацию образца грунта мерзлого ε_f и талого ε_{th} .

При испытании для определения коэффициентов A_{th} и m значение ε_{th} определяется по формуле

$$\varepsilon_{th} = \frac{\Delta h_i - \Delta h_g}{h_i},$$

где Δh_i – абсолютная стабилизированная деформация образца грунта после оттаивания, мм; Δh_g – абсолютная стабилизированная деформация образца грунта на первой ступени нагружения (при давлении, равном напряжению от собственного веса грунта на глубине отбора образца, до его оттаивания), мм; h_i – высота образца грунта после обжатия (до его оттаивания), мм.

По вычисленным значениям строят графики зависимости $\varepsilon_f = f(\sigma)$ и $\varepsilon_{th} = f(\sigma)$, где σ – напряжение в образце на каждой ступени нагружения, МПа (рис. 8.23, а и б).

Коэффициенты сжимаемости пластичномерзлого грунта $m_{f,i}$, МПа⁻¹, определяют как величины, численно равные тангенсам углов наклона α_i прямых, проведенных из начала координат через точки p_i и $\varepsilon_{f,i}$ с точностью 0,001 МПа⁻¹:

$$m_{f,i} = \operatorname{tg} \alpha_i = \frac{\varepsilon_{f,i}}{p_i}.$$

По значениям коэффициента сжимаемости $m_{f,i}$ может быть вычислен **модуль деформации**:

$$E_i = \frac{\beta}{m_{f,i}},$$

где β – коэффициент, равный 0,8.

Коэффициенты оттаивания A_{th} и сжимаемости при оттаивании m мерзлого грунта определяют по прямой наилучшего приближения к экспериментальным точкам (рис. 8.23, б) или методом наименьших квадратов, как отрезок, отсекаемый этой прямой на оси ε_{th} и тангенс угла ее наклона к оси p [17].

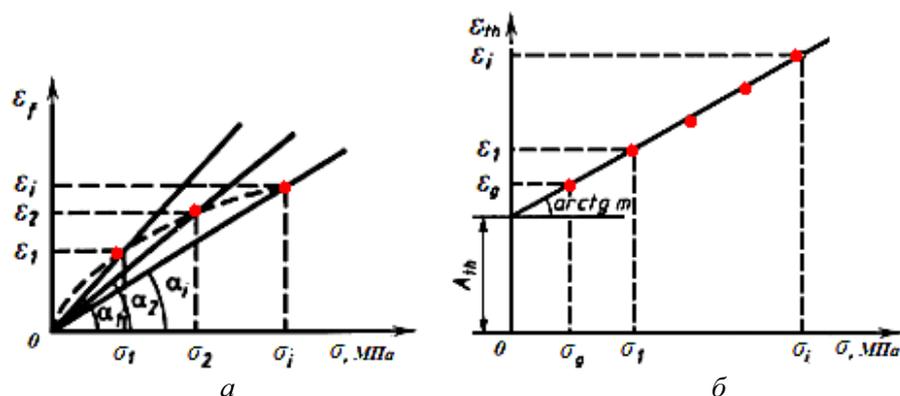


Рис. 8.23. Результаты испытания мерзлого грунта методом компрессионного сжатия:
а – мерзлого грунта; б – при его оттаивании

Компрессионная сжимаемость мерзлых грунтов, как и немерзлых, существенно зависит от их литологического состава: наименьшей сжимаемостью обладают мерзлые пески, а наибольшей – глины. Уплотнение мерзлых грунтов при компрессии происходит в основном за счет смыкания свободных пор (не занятых льдом и водой), отжатия незамерзшей воды и проявления пластических свойств льда. Оно также сильно зависит от типа криогенной текстуры грунта, его льдистости, суммарной влажности и других физико-химических факторов. Мерзлые грунты с одинаковой или близкой суммарной влажностью, но с разной криотекстурой имеют разную сжимаемость: чем больше в грунте ледяных включений, тем выше его сжимаемость (или меньше компрессионный модуль деформации). Грунты с массивной криогенной текстурой и лед имеют наименьшую сжимаемость.

В мерзлых грунтах влияние температуры на сжимаемость грунтов связано с фазовыми переходами «вода–лед» в порах и изменением прочности контактов между структурными элементами. При понижении отрицательной температуры все новые порции незамерзшей воды переходят в лед, что приводит к увеличению прочности контактов между структурными элементами грунта, формирующихся с участием льда. В результате этого компрессионная сжимаемость такого грунта закономерно снижается при понижении температуры.

Большое влияние на сжимаемость мерзлых дисперсных грунтов оказывает их засоленность, так как она во многом определяет количество в грунте незамерзшей воды. Поскольку с ростом засоленности количество незамерзшей воды в грунте увеличивается, то возрастает и его сжимаемость.

Компрессионная сжимаемость мерзлых грунтов зависит и от температуры. При этом наибольшее влияние отрицательная температура оказывает на сжимаемость высокодисперсных, а также засоленных грунтов, в которых содержится наибольшее количество незамерзшей воды. С уменьшением дисперсности и засоленности грунтов влияние отрицательной температуры на компрессионную сжимаемость падает, так как в таких грунтах практически вся вода содержится в фазе льда, а его сжимаемость мало зависит от температуры.

Из внешних факторов на параметры компрессионной сжимаемости влияет и давление. Коэффициент сжимаемости и модуль компрессионной деформации зависят от интервала давлений, в которых они определяются. При этом модуль компрессионной деформации чистого льда снижается с ростом давления, а для мерзлого грунта эта зависимость характеризуется кривой с минимальным давлением [50].

8.3.3. Определение характеристик консолидации грунтов

Консолидацией называется процесс развития во времени затухающих деформаций уплотнения (ε_z) в условиях компрессии, т. е. при одномерном уплотнении *под одним постоянным напряжением* σ и без возможности бокового расширения образца, когда боковые деформации $\varepsilon_x = \varepsilon_y = 0$. Получение консолидационных параметров необходимо для расчетов осадки во времени при возведении сооружений на глинистых и органических водонасыщенных грунтах (при $S_r \geq 0,85$).

Консолидация грунтов относится к свойствам реологическим, точнее к объемной ползучести. *Объемной ползучестью* называется развитие во времени объемных деформаций (ε_v) грунта, возникающих в общем случае под действием средних *эффективных напряжений* по главным осям. Деформации объемной ползучести являются затухающими и нелинейными, развивающимися в скелете грунта во времени вследствие вязкого сопротивления межчастичных связей. В ходе объемной ползучести за счет уплотнения образца уменьшается объем грунта за счет отжатия из его пор воды и вытеснения порового воздуха, при этом объемная деформация совпадает с осевой: $\varepsilon_v = \varepsilon_z$. Поэтому объемная ползучесть может развиваться как в сухих, так и во влажных грунтах, в талых и мерзлых, в скальных и дисперсных.

Консолидация является частным видом объемной ползучести грунта и может быть *естественной*, когда грунты уплотняются под весом вышележащей толщи в результате естественного накопления в течение определенного геологического времени. Если накопившиеся за данный период напряжения превышают бытовые напряжения в грунте, то такие грунты называются переуплотненными (п. 8.8); если напряжения равны, то грунт уплотнен нормально.

Консолидацию грунта характеризуют следующие показатели:

- **степень консолидации** (θ) грунта в данный момент времени (t), которая определяется отношением величины деформации на данный момент (ε_t) к конечной деформации (ε_∞), когда уплотнение завершилось;
- **период первичной консолидации** (t_ϕ) – время от начала уплотнения до завершения фильтрационного этапа консолидации;
- **коэффициент консолидации** (c_v), характеризующий скорость процесса уплотнения.

При *первичной фильтрационной консолидации* уплотнение грунта происходит за счет отжатия поровой воды при уменьшении объема пор, *при консолидации вторичной* – за счет ползучести твердых частиц. Соответственно, выделяют **коэффициент фильтрационной c_v и вторичной c_a консолидации** – показатели, характеризующие скорость деформации грунта при постоянном давлении за счет фильтрации воды (c_v) и ползучести грунта (c_a) [17].

Проведение консолидационного испытания. При изучении консолидации определяется *зависимость относительной осевой деформации (ε_z) или относительной осадки (s) образца от времени уплотнения (t) при данной нагрузке (σ_z)*. Испытание проводят *при постоянном давлении*, равном проектному давлению на грунт или другому заданному давлению. Давление на образец грунта передают сразу после приведения разуплотнившегося грунта к природному состоянию или после предварительного уплотнения грунта заданной нагрузкой.

Для определения коэффициента фильтрационной консолидации c_v кривую консолидации следует обработать методом квадратного корня из времени, а при одновременном определении коэффициентов фильтрационной c_v и вторичной c_a (за счет ползучести грунта) консолидации – логарифмическим методом. На кривой консолидации выделяют участки фильтрационной и вторичной консолидации, а для насыпных грунтов с заданными значениями влажности и плотности – еще участок дофильтрационной консолидации.

Для определения коэффициента фильтрационной консолидации c_v методом «квадратного корня из времени» по результатам испытаний грунта под постоянным давлением строят кривую консолидации в координатах: относительная деформация ε (ордината) – корень квадратный из времени в минутах (абсцисса) (рис. 8.24). Затем проводят пря-

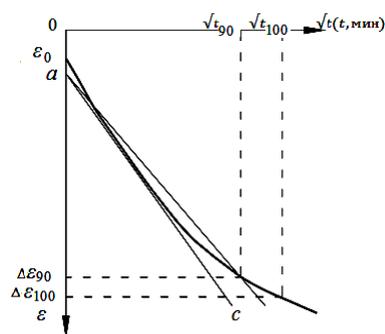


Рис. 8.24. График обработки кривой консолидации методом «корень квадратный из времени»

мую наилучшего приближения ab к начальной линейной части кривой (обычно в пределах первых 50 % сжатия) и из точки пересечения ab с осью ординат проводят вторую прямую ac , значения абсциссы которой равны 1,15 значений соответствующих абсцисс прямой ab .

Пересечение прямой ac с экспериментальной кривой определяет время $\sqrt{t_{90}}$, соответствующее степени фильтрационной консолидации 0,90.

Коэффициент фильтрационной консолидации c_v , см²/мин (см²/год), вычисляют по формуле

$$c_v = \frac{T_{90} h^2}{t_{90}} f_T, \quad (8.8)$$

где T_{90} – коэффициент (фактор времени), соответствующий степени консолидации 0,90, равный 0,848; h – высота образца (средняя между начальной высотой и высотой после завершения опыта на консолидацию), см. При двухсторонней фильтрации принимается высота, равная $h/2$; t_{90} – время, мин; f_T – температурный поправочный коэффициент (табл. 8.29).

Таблица 8.29

Значения температурной поправки f_T

Температура, °C	10	15	20	25	30
f_T	1,3	1,15	1,0	0,9	0,8

Для определения времени 100%-й фильтрационной консолидации $\sqrt{t_{100}}$ предварительно вычисляют деформацию сжатия: $\varepsilon_{100} = \varepsilon_{90} / 0,9$. Из точки ε_{100} проводят горизонтальную прямую до пересечения с кривой консолидации и находят соответствующее значение $\sqrt{t_{100}}$.

Для определения c_v и c_a логарифмическим методом строят кривую консолидации в координатах: относительная деформация ε (ордината) – время t в минутах, откладываемое на логарифмической шкале (абсцисса) (рис. 8.25). Строго разграничить стадии чисто фильтрационного деформирования и ползучести практически невозможно, так как эти процессы часто осуществляются одновременно. Обычно это разграничение проводится по перегибу кривой, построенной в полулогарифмическом масштабе (на рис. 8.25), где участок 1–2 соответствует деформации за счет первичной консолидации, а участок 2–3 – за счет вторичной.

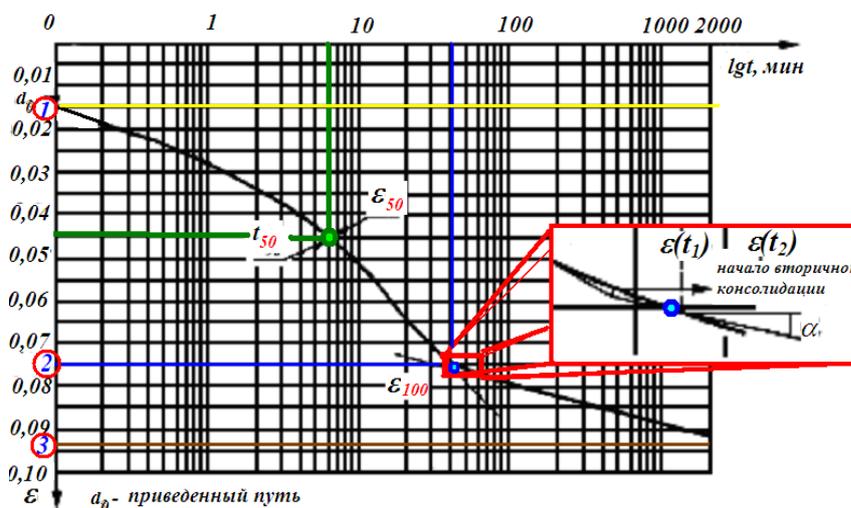


Рис. 8.25. Кривая консолидации вида $\varepsilon = f(lgt)$ [17]

По кривой следует найти деформацию, соответствующую 100%-му первичному сжатию при заданной нагрузке. Для этого сначала проводят касательную к конечному участку кривой $\varepsilon = f(lgt)$, затем касательную к самой крутой части кривой. Точка пересечения этих касательных соответствует 100%-му первичному сжатию грунта. Сжатие, следующее за 100%-м пер-

вичным сжатием, определяется как вторичное сжатие за счет деформаций ползучести (рис. 8.25, участок 2–3).

На кривой $\varepsilon = f(\lg t)$ следует найти значение относительной деформации, соответствующее нулевому первичному сжатию. Для этого в начальной части кривой выбирают точки с абсциссами 0,1 и 0,4. Разность ординат данных точек, отложенная выше начальной точки графика, определит приведенный нуль d_0 .

Для определения коэффициента фильтрационной консолидации логарифмическим методом для заданного давления определяют время, требуемое для 50%-го первичного сжатия. Для этого вычисляют деформацию, соответствующую 50%-му первичному сжатию, равную среднему арифметическому между деформациями, соответствующими нулевому d_0 и 100%-му сжатию ε_{100} . Время, требующееся для 50%-го первичного сжатия заданным давлением, находят графически по прямой зависимости $\varepsilon = f(\lg t)$.

Коэффициент фильтрационной консолидации c_v , см²/мин (см²/год), вычисляют по формуле

$$c_v = \frac{T_{50} h^2}{t_{50}}, \quad (8.9)$$

где T_{50} – коэффициент (фактор времени), соответствующий степени консолидации 0,5, равный 0,197; h – высота образца до испытания, см; t_{50} – время, соответствующее 50%-му первичному сжатию, мин.

Коэффициент вторичной консолидации (безразмерная величина) c_α определяют по тангенсу угла между прямой, параллельной оси абсцисс, и прямолинейным отрезком кривой на участке вторичной консолидации (рис. 8.25):

$$c_\alpha = \operatorname{tg} \alpha = \frac{\varepsilon(t_2) - \varepsilon(t_1)}{\lg(t_2) - \lg(t_1)}, \quad (8.10)$$

где $\varepsilon(t_1)$ и $\varepsilon(t_2)$ – значения деформации образца на участке вторичной консолидации; t_1 и t_2 – время, соответствующее деформациям $\varepsilon(t_1)$ и $\varepsilon(t_2)$, мин [17].

Для насыпных грунтов с заданными значениями влажности и плотности кривая консолидации в зависимости от свойств грунтов может иметь три участка или два: дофильтрационной консолидации, фильтрационной консолидации и вторичной консолидации. Коэффициент дофильтрационной консолидации c'_a вычисляют также по формуле (8.10) по тангенсу угла наклона касательной к первому участку кривой $\varepsilon = f(t)$, окончание которого определяется пересечением касательных к первому и второму участкам кривой.

В общем случае консолидационная кривая может состоять из 4-х участков [93]: первый участок до точки А отражает дофильтрационную консолидацию (для насыпных грунтов с заданными значениями влажности и плотности); второй участок А-Б отражает фильтрационную консолидацию за счет выжимания свободной воды; третий участок Б-В отражает фильтрационную консолидацию за счет выдавливания связанной воды; четвертый прямолинейный участок после точки В отражает вторичную консолидацию объёмной ползучести. В качестве примера на рис. 8.26 показаны точки, полученные на консолидационной кривой, отражающей четыре этапа консолидации. Необходимо построить биссектрисы углов, образующихся при проведении касательных к прямолинейным и криволинейным участкам консолидационной кривой $\lambda = f(\lg t)$. Точки пересечения биссектрис с кривой консолидации и будут искомыми.

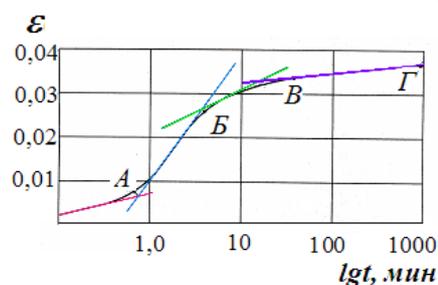


Рис. 8.26. Кривая консолидации вида $\varepsilon = f(\lg t)$ [93]

На первой стадии скорость осадки слабого грунта не связана с возникновением избыточного давления в поровой воде и только при определенном соотношении свойств грунта и величины уплотняющей нагрузки создаются условия для механического отжатия свободной поровой воды, в которой возникает поровое давление.

На второй стадии консолидации начинают медленно развиваться пластические деформации за счет отжатия воды из пор под действием уменьшающегося во времени порового давления u . На скорость осадки грунта, главным образом, оказывает влияние скорость фильтрации отжимаемой свободной воды, движение которой подчиняется закону Дарси. Это так называемый этап первичной фильтрационной консолидации, завершающийся в момент, когда поровое давление $u = 0$.

На третьей стадии начинается этап вторичной фильтрационной консолидации, когда на скорость осадки грунта существенное влияние оказывает вязкопластичное выжимание связанной воды, движение которой к дренирующей поверхности не подчиняется закону Дарси.

На четвертой стадии консолидации объемной ползучести скорость осадки грунта предопределяется вязкопластичным сдвигом частиц (или агрегатов), т. е. вязкой объемной ползучестью, более плотной упаковкой и переориентацией частиц грунта. При этом может иметь место весьма незначительное местное выдавливание рыхлосвязанной воды на поверхности грунта, что мало влияет на интенсивность уплотнения и не учитывается при прогнозе осадки.

В зависимости от структуры грунта, его начальной влажности и плотности, физико-механических свойств, величины и режима приложения нагрузки, условий дренирования и градиента напора процесс консолидации грунта может состоять из меньшего количества стадий и в различном их сочетании.

Для минеральных грунтов текучей и текучепластичной консистенции характерна кривая консолидации, состоящая из трех участков, отражающих первичную и вторичную фильтрационную консолидацию и консолидацию объемной ползучести.

Для минеральных грунтов мягкопластичной консистенции характерна кривая консолидации, состоящая из двух участков, отражающих вторичную фильтрационную консолидацию и консолидацию объемной ползучести.

Для органических и органо-минеральных грунтов, неволокнистых и маловолокнистых, выше средней влажности характерна кривая консолидации, состоящая из двух участков, отражающих первичную фильтрационную консолидацию и консолидацию объемной ползучести.

Для органических и органо-минеральных грунтов, неволокнистых и маловолокнистых, сухих и маловлажных, полностью водонасыщенных характерна кривая консолидации, состоящая из трех участков, отражающих первичную и вторичную фильтрационную консолидацию и консолидацию ползучести. При неполном водонасыщении грунта – из четырех участков.

Для органических и органо-минеральных грунтов, волокнистых при любой степени водонасыщения, характерна кривая консолидации, состоящая из трех участков, отражающих дофильтрационную консолидацию, фильтрационную консолидацию и консолидацию объемной ползучести [93].

Консолидация грунтов зависит от многих факторов, главными из которых являются химико-минеральный состав грунта, его структурно-текстурные особенности, плотность и влажность, вид обменных катионов, состав и концентрация порового раствора и др. Влияние структурно-текстурных особенностей на консолидацию в первую очередь обусловлено зависимостью фильтрационных характеристик грунта от его структурных особенностей (дисперсности, открытой пористости, ориентации частиц, характера структурных связей). Особенно сложно происходит консолидация водонасыщенных грунтов. В глинистых грунтах с дальним типом коагуляционных контактов (Na-монтмориллонитовые и гидрослюдистые глины, илы и др.) скорость консолидации весьма мала, такие грунты характеризуются наименьшими значениями коэффициента консолидации [50].

8.4. Прочностные свойства грунтов и определение их показателей

Прочностью грунтов называется их способность сопротивляться разрушению. В общем случае разрушение грунта может быть вызвано силами разной природы (механическими, термическими, электрическими и др.), поэтому выделяют соответствующие типы прочности грунтов по природе разрушающих воздействий. В инженерно-геологических целях в первую очередь важно знать *механическую прочность* грунтов, т. е. их способность сопротивляться разрушению под влиянием механических напряжений. Если деформационные характеристики грунтов определяются при напряжениях, не приводящих к разрушению (т. е. докритических), то параметры прочности грунтов соответствуют критическим разрушающим напряжениям и определяются при предельных нагрузках, вызывающих либо разделение тела на части (для упругих грунтов), либо необратимое изменение формы тела в результате деформации пластического течения (для пластичных грунтов).

Физическая природа прочности грунтов определяется силами взаимодействия между их структурными элементами – кристаллами, зернами, обломками, агрегатами, частицами, т. е. зависит от типа и особенностей структурных связей. Чем больше силы взаимодействия между структурными элементами грунта, тем выше его прочность в целом. Поэтому скальные грунты, среди которых преобладают прочные химические (кристаллизационные и цементационные) структурные связи, имеют большую прочность, чем дисперсные грунты со слабыми физическими и физико-химическими структурными связями.

Поскольку на испытываемый образец грунта могут действовать разные напряжения (нормальные, касательные, объемные или их совокупности), то в качестве *меры его прочности* могут быть выбраны разные виды критических напряжений или их соотношения, именно такие меры являются *параметрами прочности*.

К настоящему времени известно более *двух десятков* условий прочности, разработанных для описания поведения глинистых и песчаных грунтов. Согласно классификации, предложенной W.-F. Chen, все напряженные состояния грунтов можно подразделить на *одно- и двухпараметрические* модели. К однопараметрическим моделям относятся условия прочности Треска, Мизеса, Lade, Duncan. К двухпараметрическим моделям относятся условия, предложенные Мором-Кулоном, Drucker–Prager, P. Lade, М.В. Малышевым и др. После публикации W.-F. Chen прошло много лет (1984 г.), и за это время были предложены условия прочности или модели грунта, которые можно назвать *многопараметрическими*. В наиболее сложные из них входят до 6 независимых параметров, определяемых из очень сложных и дорогостоящих опытов. Несмотря на многообразие условий прочности, на практике применяются лишь несколько из них. Это в первую очередь условие прочности Мора-Кулона, Кэп-модели и *многоповерхностные* модели (Prevost, 1977, 1985; Dafalias, 1985). Последние две группы моделей грунта более сложные и не позволяют получать решения в аналитическом виде, поэтому они используются в нелинейной механике и численном решении задач [5].

При оценке прочности грунтов чаще всего используют *теорию предельного состояния*, согласно которой определяют те или иные параметры критических (предельных) значений напряжений, которые может выдержать образец грунта без разрушения. Пределами прочности называются такие пределы, при превышении которых происходит разрушение грунта и он не воспринимает прикладываемых к нему усилий. Критические значения параметров соответствуют разным типам напряженного состояния грунта, в которых он может находиться и которые могут характеризоваться величинами главных напряжений σ_1 , σ_2 , и σ_3 , причем $\sigma_1 > \sigma_2 > \sigma_3$. В качестве таковых состояний чаще всего рассматриваются (рис. 8.27):

- плоскостной сдвиг ($\sigma_1 > 0, \tau > 0$, рис. 8.27, а);
- одноосное растяжение ($\sigma_1 < 0, \sigma_2 = \sigma_3 = 0$, рис. 8.27, б);
- одноосное сжатие (когда $\sigma_1 > 0, \sigma_2 = \sigma_3 = 0$, рис. 8.27, в);
- трехосное сжатие ($\sigma_2 = \sigma_3 \neq \sigma_1 > 0$, рис. 8.27 (г, д, е)).

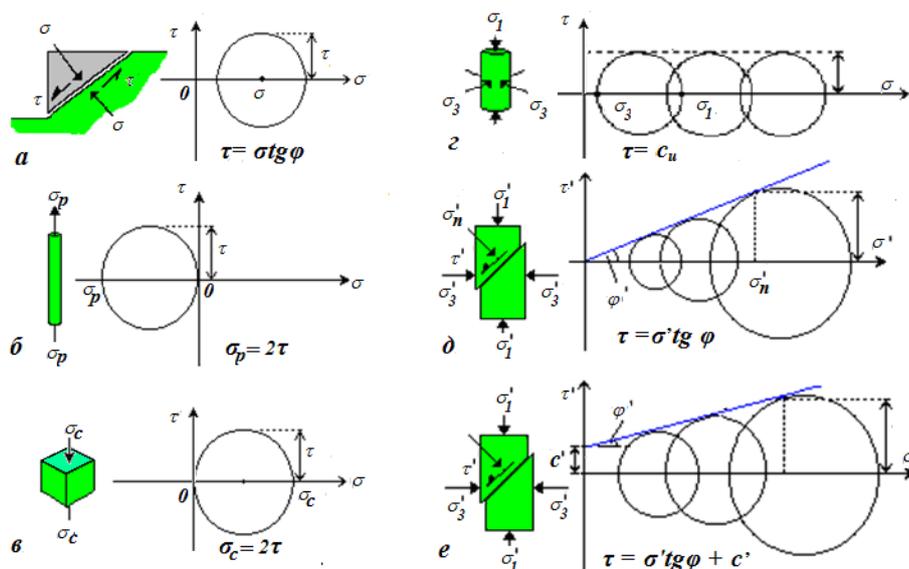


Рис. 8.27. Схемы опытов: на сдвиг (а); на одноосное растяжение (б); на одноосное сжатие (в); на трехосное сжатие: на определение недренированной прочности грунтов (г); дренированной прочности песчаных (д) и глинистых (е) грунтов [5]

Прочностные характеристики дисперсных грунтов (угол внутреннего трения φ и удельное сцепление c) могут быть получены путем испытания грунтов лабораторными методами: на срез или трехосное сжатие, растяжение, по углу естественного откоса, вдавливанием штампа с шаровой или конусообразной поверхностью, а в полевых условиях – испытаниями на срез целиков грунта в шурфах или котлованах. Параметры прочностных свойств и лабораторные методы их определения, регламентируемые действующими нормативными документами, приведены в табл. 8.30.

Для водонасыщенных глинистых грунтов с показателем текучести $I_L > 0,5$, органоминеральных и органических грунтов, для которых подготовка целиков для полевых испытаний или отбор образцов для лабораторных испытаний затруднительны, прочностные характеристики (c_u) для расчета оснований из этих грунтов в нестабилизированном состоянии могут быть определены полевым методом вращательного среза в скважинах или массиве.

Значения φ и c песков и глинистых грунтов для сооружений II и III уровней ответственности могут быть определены полевыми методами поступательного и кольцевого среза в скважинах. При этом для сооружений II уровня ответственности полученные значения φ и c должны уточняться на основе их сопоставления с результатами параллельно проводимых испытаний того же грунта лабораторными методами на срез или трехосное сжатие, а в полевых условиях – испытаниями на срез целиков грунта в шурфах или котлованах.

Значения φ и c песков и глинистых грунтов могут быть определены методом статического зондирования, а песков (кроме пылеватых водонасыщенных) – методом динамического зондирования. Для сооружений I и II уровней ответственности полученные зондированием значения φ и c должны уточняться на основе их сопоставления с результатами параллельно проводимых испытаний того же грунта лабораторными методами на срез или трехосное сжатие, а в полевых условиях – испытаниями на срез целиков грунта в шурфах или котлованах. В остальных случаях допускается определять значения φ и c только по данным зондирования [114].

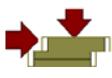
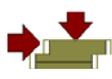
Испытания вращательным срезом крыльчаткой следует проводить для оценки максимальных значений сопротивления сдвигу c_u органоминеральных и органических грунтов и глинистых грунтов мягкопластичной, текучей консистенции в недренированных условиях. Методику испытаний и интерпретацию полученных результатов следует выполнять в соответствии с ГОСТ 20276–99 (или ASTM D2573, NEN 5106 при выполнении изысканий совместно с иностранными инвесторами или по их техническому заданию).

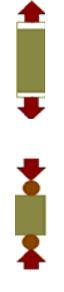
Определение прочностных характеристик грунтов в лабораторных условиях следует производить методом трехосного сжатия (ГОСТ 12248), а их результаты использовать для

корректировки данных испытаний одноплоскостного среза [109]. Другие виды напряженных состояний могут быть реализованы в приборах прямого и кольцевого сдвига (рис. 8.28, а), в установках с перекашиванием образца (рис. 8.28, б), при помощи лабораторных сдвигомеров-крыльчаток (рис. 8.28, в) и при испытаниях сплошных и полых цилиндрических образцов на кручение (рис. 8.28, з, д). Образцы грунта могут иметь форму: куба, параллелепипеда, сплошного или полого цилиндра, сплошной или полой катушки.

Таблица 8.30

Методы определения прочностных характеристик немерзлых грунтов

Наименование параметров	Обозначение, размерность	Метод определения
<i>Полускальные и глинистые грунты с $I_L \leq 0,25$</i>		
Предел прочности на одноосное сжатие	R_c , МПа	 Одноосное сжатие [17, 36]
Сопrotивление недренированному сдвигу	c_u , МПа	
<i>Пески (кроме гравелистых и крупных), глинистые и органо-минеральные грунты</i>		
Сопrotивление срезу	τ , МПа	 Одноплоскостной срез [17]
Угол внутреннего трения	φ , град.	
Удельное сцепление	c , МПа	
<i>Все дисперсные грунты</i>		
Угол внутреннего трения	φ , град.	 Трехосное сжатие [17], консолидированно-дренированное испытание, консолидированно-недренированное испытание
Удельное сцепление	c , МПа	
<i>Глинистые, органо-минеральные и органические грунты в водонасыщенном состоянии</i>		
Сопrotивление недренированному сдвигу	c_u , МПа	 Трехосное сжатие [17], неконсолидированно-недренированное испытание
<i>Мерзлые грунты: пески (кроме гравелистых и крупных), глинистые грунты</i>		
Сопrotивление срезу по поверхности смерзания	$R_{cf}, R_{sf}, R_{sh,l}$, МПа	 Сопrotивление срезу [17]
<i>Мерзлые грунты: пески мелкие и пылеватые, глинистые грунты</i>		
Предельно длительное значение эквивалентного сцепления	c_{eq} , МПа	 Испытание шариковым штампом [17]
<i>Мерзлые грунты: пески (кроме гравелистых и крупных), глинистые грунты</i>		
Предельно длительное значение предела прочности на одноосное сжатие	R_c , МПа	 Одноосное сжатие [17]
Условно-мгновенное значение предела прочности на одноосное сжатие	R_{oc} , МПа	
<i>Оттаивающие грунты: пески мелкие и пылеватые, глинистые и органо-минеральные грунтов</i>		
Сопrotивление сдвигу	τ , МПа	 Сопrotивление сдвигу [47]
Угол внутреннего трения	φ , град.	
Удельное сцепление	c , МПа	
<i>Скальные грунты (породы с пределом прочности при одноосном сжатии не менее 5 МПа)</i>		
Предел прочности на одноосное сжатие	R_c , МПа	 Одноосное сжатие образцов правильной формы плоскими плитами [22]
<i>Скальные грунты (породы с пределом прочности при одноосном сжатии от 10 до 150 МПа)</i>		
Предел прочности на одноосное сжатие	R_c , МПа	 Разрушение образцов-плиток плоскими соосными пуансонами [22]
<i>Скальные грунты</i>		
Предел прочности при срезе со сжатием	R_c , МПа	 Срез со сжатием [24]

Наименование параметров	Обозначение, размерность	Метод определения
Скальные грунты (породы с пределом прочности при одноосном растяжении не менее 0,5 МПа)		
Предел прочности при одноосном растяжении	R_p , МПа	 <ol style="list-style-type: none"> 1. Метод разрушения цилиндрических и призматических образцов прямым растяжением. 2. Метод разрушения цилиндрических образцов сжатием по образующим. 3. Метод разрушения образцов произвольной формы встречными сферическими инденторами. 4. Метод комплексного определения пределов [23]
Скальные грунты (породы с с коэффициентом крепости по Протодьяконову f не менее 0,5)		
Предел прочности горной породы при изгибе	$R_{из}$	 Метод определения предела прочности при изгибе [25]
Скальные грунты		
Предел прочности при объемном сжатии	$R_{сV}$	 Метод определения предела прочности при объемном сжатии [27]

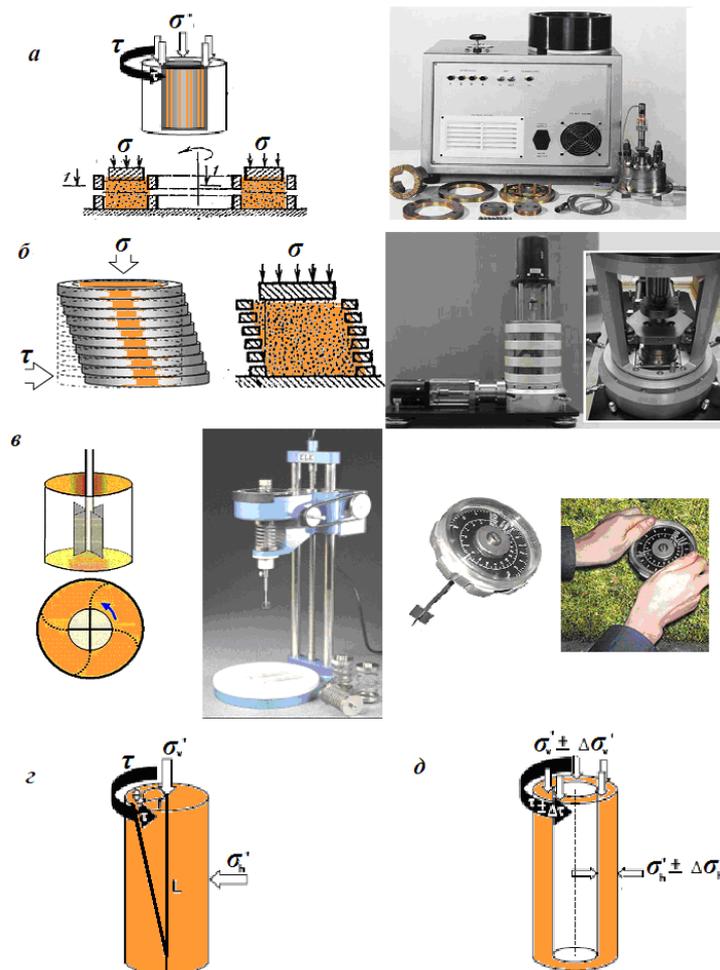


Рис. 8.28. Схемы и фотографии приборов:
 а – кольцевого сдвига; б – прямого сдвига с перекашиванием образца; в – лабораторный вариант крыльчатка и полевой тестер-крыльчатка; г, д – схемы испытаний сплошных и полых цилиндрических образцов на кручение [81, 92]

Приборы кольцевого сдвига применяются для определения прочности грунтов как при малых, так и при больших сдвиговых деформациях (в сотни процентов). У большинства грунтов наблюдается уменьшение прочности с ростом деформации сдвига после достижения пикового состояния. Этот процесс можно зафиксировать в приборе кольцевого сдвига, а также с помощью прибора прямого среза *при кинематическом нагружении образца*. В приборе кольцевого сдвига (рис. 8.29), кроме значений максимального и предельного угла внутреннего трения, замеряется параметр *остаточной прочности* ϕ_r , применяемый при расчетах устойчивости склонов, откосов котлованов, подпорных стен и при моделировании оползневых процессов или движения грунтов в зоне сброса по уже сформировавшейся плоскости скольжения. Главное преимущество испытаний на кольцевой сдвиг заключается в деформации сдвига с постоянной площадью образца в течение всего опыта, а также возможность выполнять испытания грунтов при деформации сдвига более 10...30 %, чего не позволяют приборы прямого среза или простого сдвига. Кроме того, в условиях кольцевого среза не меняется ориентация частиц в послепиковом состоянии, что характеризуется почти нулевым сцеплением и минимальным трением.

При испытаниях в приборе кольцевого сдвига грунт находится в двух кольцах (верхнее или нижнее), одно из которых вращается, а другое (верхнее или нижнее) лежит неподвижно. Опыт проводится при постоянном нормальном давлении, которое определяется по зависимости:

$$\sigma = \frac{P}{\pi(r_0^2 - r_i^2)},$$

где P – нагрузка от веса грузов, штампа и штанги; r_0 и r_i – соответственно внутренний и наружный радиусы кольцевого штампа.

Касательное напряжение рассчитывается по величине крутящего момента M :

$$\tau = 3M / 2\pi(r_0^3 - r_i^3).$$

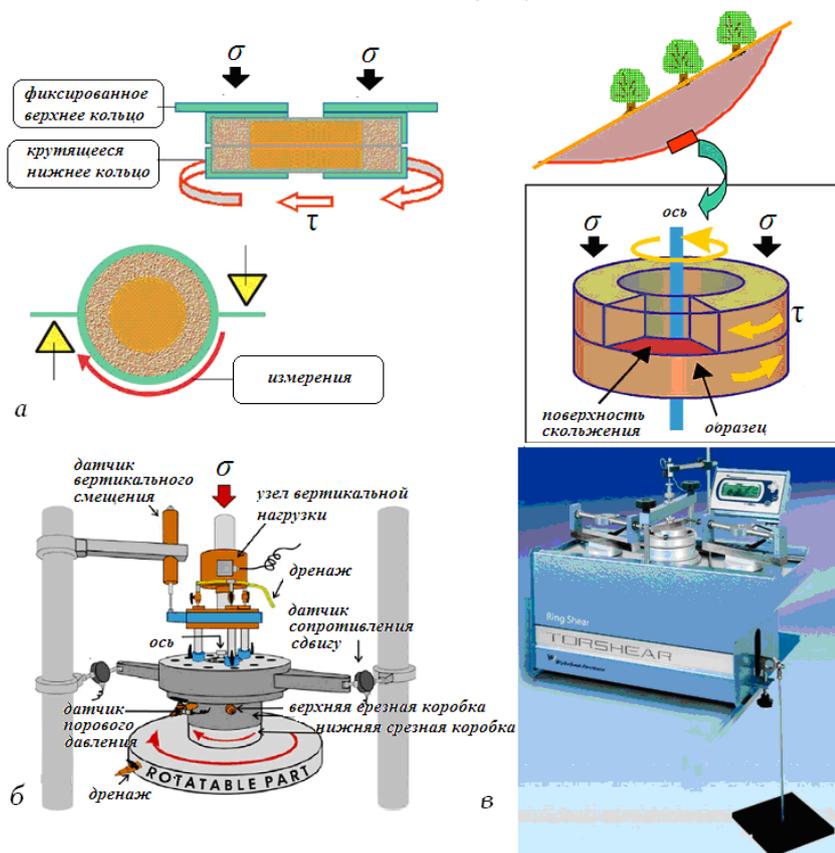


Рис. 8.29. Срезные приборы, определяющие прямые и остаточные напряжения:
 а – схемы опыта с кольцевыми приборами; б – схема кольцевого прибора; в – фотография прибора кольцевого сдвига (производитель Wykeham Farrance)

Метод кольцевого сдвига дает возможность воссоздавать в лаборатории условия, аналогичные естественным, и получать очень точные значения остаточного сопротивления, которые зависят не только от величины нормального давления в плоскости сдвига, но и от скорости сдвига. Обычно при смещении склонов наблюдается скорость движения грунтовых масс от 5 см/год до 50 см/сут.

Устройства простого сдвига с перекашиванием образца (рис. 8.28, б) позволяют моделировать различные условия действия сдвигающих нагрузок. Результаты применяются при расчете устойчивости подводных склонов континентальных шельфов, характеризуемых слоистым залеганием глинистых грунтов; при прогнозе поведения грунтов под фундаментом морских платформ или рядом с боковой поверхностью свай. Установка предназначена для уплотнения образца дренирования и затем сдвига. Деформация сдвига вызывается горизонтальным смещением нижней части образца относительно верхней, кольца скользят друг по другу и при этом диаметр образца остается постоянным, поэтому любые изменения объема являются результатом вертикального движения верхнего прижимного устройства. На этапе сдвига во время испытания вертикальная высота образца поддерживается постоянной с помощью вертикального привода, соединенного обратной связью с датчиком смещения. Образцы грунта могут быть в форме цилиндра, прямоугольника или куба.

Преимущества данного прибора заключается в том, что если в условиях *прямого среза* разрушение образца грунта происходит вдоль заранее фиксированной горизонтальной плоскости, то в условиях *простого сдвига* разрушение будет проходить вдоль серии горизонтальных (или вертикальных) плоскостей сдвига по ослабленным участкам грунта с наименьшим сопротивлением. В отличие от испытаний на прямой срез (когда практически невозможно выдержать недренированные условия), при опытах в приборах простого сдвига образец находится в резиновой оболочке, что позволяет проводить дренированные и недренированные испытания, сохраняя объем грунта, а также измерять поровое давление. Испытания в условиях простого сдвига позволяют определить не только параметры прочности, но и модуль сдвига G .

Испытания на прямой одноплоскостной или кольцевой сдвиг проводятся в основном для таких условий устойчивости грунтов, когда возникают явные плоскости разрыва или когда прочностные характеристики определяются на поверхности контакта грунт-фундамент. Результаты этих испытаний хорошо совпадают. Напряжения в условиях кольцевого сдвига более однородны, при этом испытании легче получить большие деформации сдвига и определить остаточную прочность грунта, чем в приборе простого сдвига. Подготовка образца для испытаний в условиях простого сдвига менее трудоемка по сравнению с кольцевым сдвигом.

Сравнение результатов испытаний в условиях простого сдвига с результатами испытаний в условиях трехосного сжатия или прямого среза свидетельствует о том, что в условиях простого сдвига максимальная прочность получается ниже, а разница в значениях остаточной прочности менее существенна. Учитывая эти различия, рекомендуется принимать значения пиковой прочности при срезе с понижающими коэффициентами 0,77–0,85 [5].

Для полевых исследований прочности слабых грунтов (торфов, илов, текучих и текуче-пластичных глинистых грунтов) применяется сдвигомер-крыльчатка. Аналогичный мини-прибор используется и в лабораторных условиях. Крыльчатка представляет собой две одинаковые прямоугольные взаимно перпендикулярные пластинки, насаженные на вертикальную ось (рис. 8.28, в), к которой прикладывается крутящий момент и измеряется его предельная величина, используемая для расчета *сопротивления недренированному сдвигу* c_u .

В установках, действующих по схемам торсионного сдвига (рис. 8.28, з) и кручения пустотелого цилиндра (рис. 8.28, д), образцы фиксируются в основании, и вращение производится вокруг вертикальной оси в верхней части образца. Изначально для этих схем испытаний применялись стабилметры кручения, в 1957 г. W. Kirpatrick предложил использовать полые цилиндры грунта, что позволило приводить во вращение верхний нагрузочный штамп, а также создавать давление внутри и с внешней стороны образца. За рубежом при-

боры для испытаний получили название НСА (Hollow Cylinder Apparatus). При испытании полых цилиндрических образцов (рис. 8.30, в) моделируется истинное трехосное сжатие с вращением направлений осей главных напряжений (рис. 8.30, а). В результате создается широкий диапазон возможных вариантов сложного напряженного состояния в образце грунта, что особенно важно для грунтов анизотропных: можно изменять вертикальное (σ_v), боковое наружное (σ_h) и внутреннее давления (σ_{vi}). Приборы позволяют замерять деформации в сотни процентов, что наблюдается при потере устойчивости склонов и откосов. К недостаткам НСА относится сложность подготовки образцов и неоднородность напряженно-деформированного состояния после определенного уровня нагружения. Необходимо отметить, что такая схема испытаний очень сложна, и применяют ее в исследовательских целях в основном для образцов с нарушенной структурой.

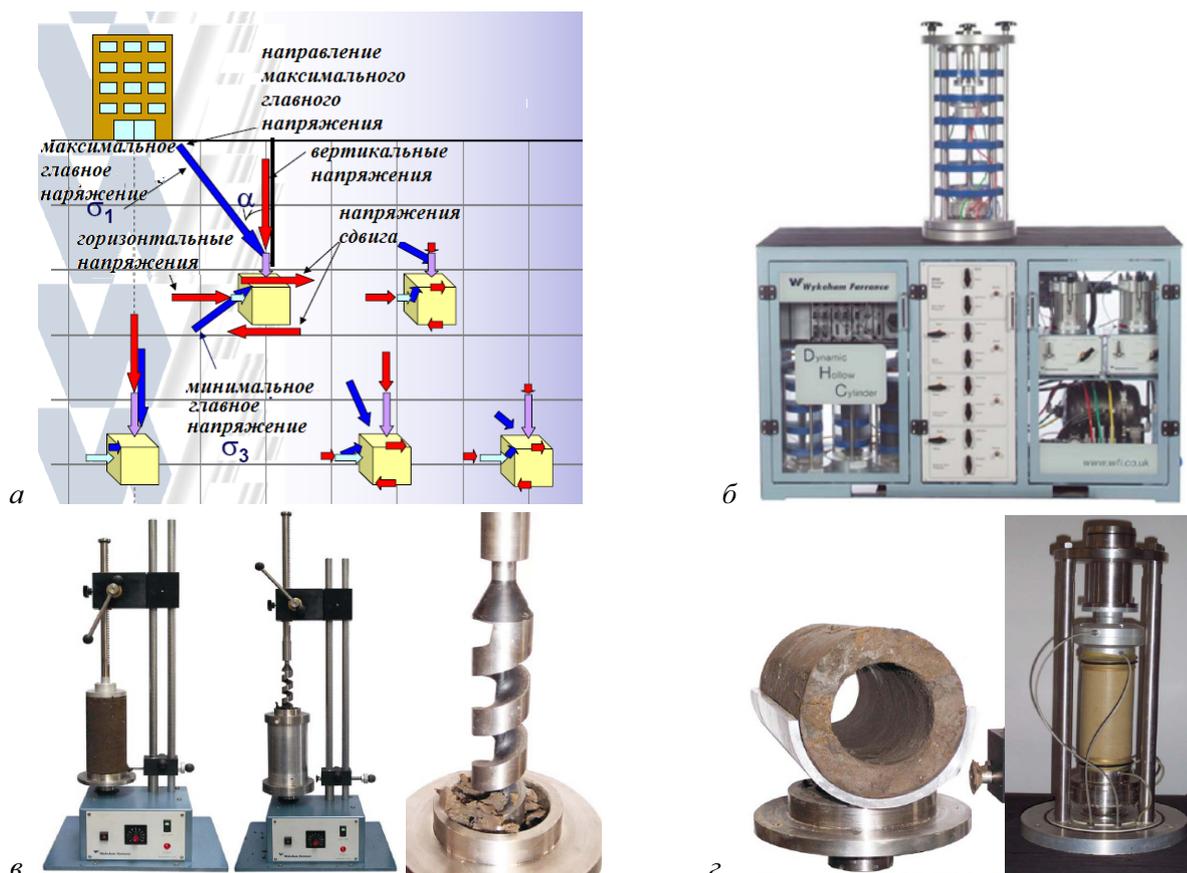
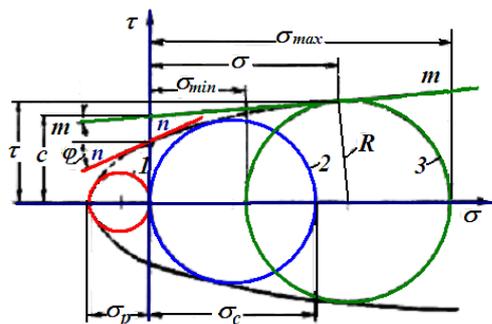


Рис. 8.30. Испытания полых цилиндрических образцов:
 а – максимальные и минимальные напряжения в грунтах основания; б – прибор НСА (производитель Wykeham Farrance); в – устройства для подготовки образцов; з – образец грунта перед установкой в камеру трехосного сжатия

Как уже отмечалось, при проведении испытаний грунтов необходимо выбрать условия, которые наиболее полно соответствуют реальным условиям работы грунта в основании будущего сооружения. К основным внешним факторам, влияющим на прочность грунтов, относятся: вид напряженного состояния, условия проведения испытаний (закрытая или открытая система, влияние порового давления и т. п.), скорость нагружения, характер нагружения образца (статическое или динамическое) и др.

Влияние вида напряженного состояния в условиях чистого сдвига, одноосного растяжения и сжатия, а также трехосного сжатия (схемы опытов приведены на рис. 8.27) на прочность грунтов можно проанализировать с помощью кругов Мора паспорта прочности грунта (рис. 8.31). Паспортом прочности грунта является кривая, огибающая предельные круги напряжений Мора в координатах нормальных и касательных напряжений. Предельный круг Мора соответствует предельному напряженному состоянию, достигаемому

при данном соотношении наибольшего и наименьшего главных нормальных напряжений, и имеет радиус $R = (\sigma_{\max} - \sigma_{\min}) / 2$ с координатами центра $((\sigma_{\max} + \sigma_{\min}) / 2; 0)$. Для построения паспорта прочности по данным определения пределов прочности при объемном сжатии, одноосном сжатии и растяжении по совокупности парных значений $\sigma_{cV} = \sigma_{\max}$ и $\sigma_3 = \sigma_{\min}$ (полученных при объемном сжатии не менее чем при трех различных значениях бокового давления σ_3) в координатах $\sigma - \tau$ строят полуокружности радиусами $(\sigma_{cV} - \sigma_3) / 2$ с координатами центров $((\sigma_{cV} + \sigma_3) / 2; 0)$. К семейству полуокружностей добавляют полуокружности радиусами $\sigma_p / 2$ и $\sigma_c / 2$ с координатами центров $(-\sigma_p / 2; 0)$ и $(\sigma_c / 2; 0)$, где σ_p – предел прочности при одноосном растяжении; σ_c – предел прочности при одноосном сжатии.



Условные обозначения:

- 1 – круг одноосного растяжения;
- 2 – круг одноосного сжатия;
- 3 – круг объемного сжатия;
- σ_p – предел прочности при одноосном растяжении;
- σ_c – предел прочности при одноосном сжатии;
- m – касательная к огибающей в точке ее пересечения с осью τ ;
- τ_{mm} – касательная к огибающей в любой точке на ней

Рис. 8.31. Паспорт прочности по данным определения пределов прочности при объемном сжатии, одноосном сжатии и растяжении [27]

Из диаграмм (рис. 8.31) следует, что один и тот же грунт, в зависимости от вида напряженного состояния, будет иметь различные величины предельных параметров прочности, наименьшее значение характерно для условий простого одноосного растяжения (разрыва), наибольшее – для условий объемного сжатия.

Характеристики прочности грунтов зависят от **скорости нагружения образца**: параметры сопротивления скальных и связных грунтов сдвигу (угол внутреннего трения ϕ и сцепление c) различны для одного и того же грунта, испытываемого в условиях быстрого или медленного сдвига. С уменьшением скорости нагружения (увеличением длительности испытания) величина удельного сцепления закономерно снижается, а угол внутреннего трения возрастает. С целью идентификации вида напряженного состояния, при котором касательные напряжения достигают предела прочности, применяют такие термины, как **кратковременная и длительная устойчивость**.

Кратковременная устойчивость предполагает возникновение ряда условий в массиве слабых водонасыщенных глинистых грунтов с низкой проницаемостью, как в ходе строительства, так и при эксплуатации сооружения. Эти условия включают быстрые темпы нагружения основания, отсутствие возможности дренирования, возникновение избыточного порового давления. В этом случае прочность глинистых грунтов оценивается в **условиях недренированного нагружения**.

Длительная устойчивость оценивается в условиях возможности дренирования и частичной (или полной) консолидации грунта с рассеиванием порового давления и стабилизацией деформаций. Эти условия возникают мгновенно при строительстве на крупнообломочных и песчаных грунтах, в глинистых грунтах стабилизация деформаций продолжается более длительное время. При возникновении данных условий прочность грунта оценивается в **условиях дренированного нагружения**.

В некоторых случаях необходимо определять и кратковременную, и длительную устойчивость основания. Например, в течение строительства насыпи в водонасыщенных грунтах основания дренирование будет практически отсутствовать, а после ее возведения в процессе дренирования и консолидации прочность будет изменяться. В первом случае нужно проводить неконсолидированно-недренированные испытания, во втором – консолидированно-дренированные или консолидированно-недренированные.

К условиям испытаний, влияющим на прочность грунтов, прежде всего относятся **закрытая или открытая (недренированная или дренированная) схемы испытаний.**

Параметры дренированной прочности определяют в установках прямого среза и трехосного сжатия (испытания консолидированно-дренированные). При определении прочности в условиях открытой системы из грунта при нагружении может отжиматься вода. За счет этого возникающее при передаче на грунт нагрузки (σ) поровое давление (u) постепенно рассеивается и при медленном нагружении может упасть до нуля. В неполностью водонасыщенных грунтах поровое давление не учитывают. При дренированном нагружении прочность грунтов зависит в значительной степени от того, испытывает ли грунт сжатие или расширение от действия внешней нагрузки. Если грунт расширяется (например, зона перед подпорной стенкой) или сжимается (за подпорной стенкой), то прочность грунта будет различной. Прочность грунтов при расширении меньше прочности при сжатии.

Параметры недренированной прочности c_u получают из результатов неконсолидированно-недренированных испытаний в установках прямого среза и трехосного сжатия, которые отражают поведение глинистого грунта с низкой проницаемостью при любой скорости нагружения, даже при очень медленной. Высокая скорость возведения сооружения и отсутствие возможности дренирования не дают грунту консолидироваться и влияют на его прочность. При определении прочности водонасыщенных грунтов в условиях закрытой системы грунт изолирован от внешней среды, он не может впитывать или отдавать воду при нагружении, его влажность остается постоянной. Возникающее при нагружении образца поровое (или нейтральное) давление (u) увеличивается пропорционально приложенной нагрузке (σ) вплоть до момента разрушения образца или остается постоянным при данном постоянном напряжении σ .

Сопrotивление срезу c_u в водонасыщенных органо-минеральных и органических грунтах допускается отождествлять с величиной удельного сцепления c (по методике $\varphi = 0$), что позволяет вести расчеты несущей способности и устойчивости оснований и откосов по имеющимся расчетным схемам с использованием стандартных программ. Полевые исследования органо-минеральных и органических грунтов с помощью четырехлопастной крыльчатки в ряде случаев являются единственно возможным способом определения их механических свойств. Недренированная прочность используется как классификационный показатель, например, в стандарте Великобритании BS. В табл. 8.31 приведена классификация грунтов по недренированной прочности.

Наличие или отсутствие порового давления в грунтах имеет немалое значение при исследовании их прочности. В большинстве случаев результаты испытаний обрабатываются с использованием условия прочности Кулона или Мора–Кулона. Прочность грунта по Кулону зависит от нормального давления, которое можно выразить через полные и эффективные напряжения. При определении параметров прочности в полных напряжениях поровое давление не учитывают, полагая, что в условиях полного дренирования оно рассеивается, поэтому испытания на стадии сдвига проводят по открытой схеме, допуская дренирование и нагружение образца ступенями с выдержкой до полной стабилизации деформации сдвига. Если поровое давление измеряется, что возможно только при полном водонасыщении образцов и отсутствии дренирования, то при проведении опытов по схеме неконсолидированно-недренированного или консолидированно-недренированного сдвига можно определить параметры прочности в эффективных напряжениях. Чем больше поровое давление u , тем меньшая часть внешнего давления передается на скелет грунта. Для учета влияния порового давления, согласно К. Терцаги, вводят эффективное давление, тогда уравнение Кулона с учетом порового давления принимает вид:

$$\tau = \sigma' \operatorname{tg} \varphi + c', \quad \text{или} \quad \tau = (\sigma - u) \operatorname{tg} \varphi + c', \quad (8.11)$$

где σ' – эффективное давление; u – поровое давление; c' – удельное сцепление (в терминах эффективных напряжений).

Сдвиговая прочность грунтов в недренированных испытаниях

Разновидность грунтов	Сопротивление недренированному сдвигу c_u , кПа
Чрезвычайно низкой прочности	$c_u \leq 10$
Очень низкой прочности	$10 < c_u \leq 20$
Низкой прочности	$20 < c_u \leq 40$
Средней прочности	$40 < c_u \leq 75$
Высокой прочности	$75 < c_u \leq 150$
Очень высокой прочности	$150 < c_u \leq 300$
Чрезвычайно высокой прочности	$c_u > 300$

Таким образом, если в расчетах устойчивости склонов или несущей способности оснований учитывается поровое давление, то параметры прочности принимают в эффективных напряжениях; если поровое давление не учитывается, то в полных.

Характер нагружения, также влияющий на параметры прочности грунтов, проявляется в разных способах передачи на грунт внешних напряжений. Они могут быть статическими (при действии постоянных или медленно меняющихся нагрузок) или динамическими (при действии переменных, циклических, периодических, импульсных нагрузок и др.). Особенности и закономерности разрушения одного и того же грунта в статических или динамических условиях различны, поэтому при динамических воздействиях прочность грунтов изучается специальными способами.

8.4.1. Сопротивление грунтов сдвигу

Сопротивляемость грунтов сдвигу является основным фактором, определяющим поведение грунта под нагрузкой, поэтому изучение сопротивления грунтов сдвигающим усилиям, возникающим при инженерно-геологических процессах и в результате воздействия сооружений, имеет большое значение для правильного расчета: устойчивости оснований (несущей способности оснований), заложения откосов плотин, насыпей, дамб, выемок, бортов карьеров, коэффициентов устойчивости склонов, оползневых процессов, расчета давления грунтов на крепи подземных выработок и подпорные стенки.

Грунты в основании сооружений, а также при разных отметках их поверхности испытывают воздействие не только нормальных σ , но и касательных напряжений τ . Когда касательные напряжения по какой-либо поверхности в грунте достигают его предельного состояния, происходит сдвиг одной части массива грунта по другой (рис. 8.32, а). Следует различать две возможные формы нарушения устойчивости сооружения: *плоский и глубокий сдвиг*. *Плоский сдвиг* возникает, главным образом, при относительно невысоких нормальных напряжениях, создаваемых сооружением, и при достаточно высокой плотности грунтов основания. Наиболее характерной формой его проявления является сдвиг сооружения по контакту фундамент-основание или по наиболее слабым прослойкам грунтов в основании. *Глубокий сдвиг* имеет место при приложении к основанию, сложенному относительно слабыми грунтами, когда прикладываются значительные нагрузки. В этих случаях сдвиг происходит по некоторой криволинейной поверхности скольжения, заходящей в толщу подстилающих пород на большую глубину.

При *одноплоскостном срезе* прочность грунта зависит от соотношения величин нормального сжимающего (σ) и касательного сдвигающего (τ) напряжений, действующих на одной площадке: чем больше вертикальная сжимающая нагрузка на образец грунта, тем большее сдвигающее напряжение нужно приложить к образцу для его среза (рис. 8.32, а). Разрушение грунта в данном случае происходит лишь при определенном соотношении σ и τ , поэтому прочность нельзя характеризовать критическими парами напряжений (σ или τ), так как они являются переменными.

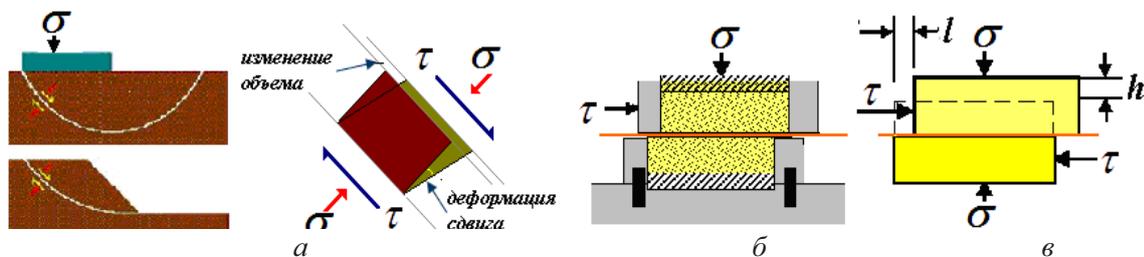


Рис. 8.32. Условия прямого среза грунта:
 а – предельное состояние в массиве грунта; б – распределение напряжений при сдвиге;
 в – схема нагружения образцов грунта в срезном приборе [5]

Взаимосвязь предельных касательных и нормальных напряжений $\tau = f(\sigma)$ описывается линейным уравнением, представляющим собой условие прочности Мора–Кулона (закон Кулона):

$$\tau = \sigma \operatorname{tg} \varphi + c, \quad (8.12)$$

где φ – угол внутреннего трения, град; $\operatorname{tg} \varphi$ – коэффициент внутреннего трения; c – сцепление, МПа.

Для несвязных грунтов, не обладающих сцеплением, закон Кулона упрощается:

$$\tau = \sigma \operatorname{tg} \varphi. \quad (8.13)$$

Зависимость (8.13) была установлена Ш. Кулоном в 1773 г. и выражает закон сопротивления сыпучих грунтов сдвигу: *предельное сопротивление сыпучих грунтов сдвигу прямо пропорционально нормальному напряжению.*

Угол внутреннего трения (φ), определяется как угол наклона прямой зависимости сопротивления грунта срезу от вертикального давления $\tau = f(\sigma)$ к оси абсцисс. **Величина удельного сцепления** (c) определяется как отрезок, отсекаемый этой прямой на оси ординат при $\sigma = 0$ (рис. 8.33). Выше этой прямой лежит опасная область соотношений напряжений σ и τ , ниже – безопасная область.

Если состояние глинистого грунта *неконсолидированное*, то имеет место поровое давление u , а величина τ *определяется по формуле (8.11).*

В условиях прямого среза образец грунта подвергается воздействию постепенно возрастающих касательных напряжений τ при постоянном нормальном напряжении σ . Рост касательных напряжений приводит к возникновению горизонтальной l и вертикальной h деформаций (рис. 8.32, в). Вертикальная деформация может быть положительной при сжатии или отрицательной при расширении грунта. Впервые увеличение объема грунта, обусловленное деформациями сдвига, было обнаружено Рейнольдсом в 1886 г. и названо дилатансией (*dilatation*). Уменьшение объема называется *отрицательной дилатансией*, или **контракцией**. В плотном песке и переуплотненной глине при сдвиге наблюдается увеличение высоты образца на величину h , а в рыхлом песке и нормально уплотненной глине имеет место уменьшение высоты образца на величину $(-h)$. В первом случае объем образца грунта при сдвиге увеличивается, а во втором случае уменьшается (рис. 8.34, б, в).

Дилатансия характеризуется ростом прочности грунта до пика на графиках зависимости $\tau = f(l)$ и последующим ее уменьшением до остаточного значения при больших деформациях сдвига (рис. 8.34, в). Подобный характер деформации объясняется тем, что при смещении одной части грунта относительно другой его сопротивление сдвигу определяется трением скольжения и качения частиц, а в случае плотных песков также и их зацеплением. Чтобы преодолеть силы зацепления, необходима их раздвижка и некоторое поднятие твердых частиц, без чего невозможно их перемещение, так как каждая из частиц

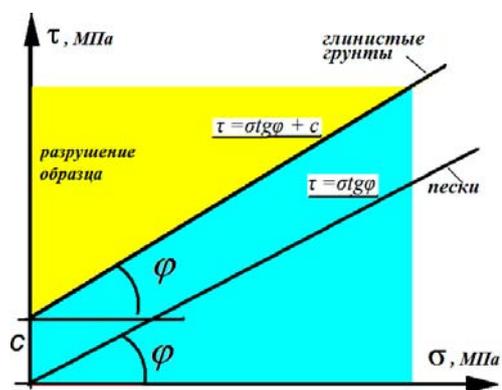


Рис. 8.33. График Кулона для глинистых грунтов и песков

зафиксирована между другими песчинками. При раздвижке частиц происходит разрыхление в зоне среза, которое сопровождается уменьшением его сопротивления сдвигу.

Явление дилатансии характеризует такой параметр, как *угол дилатансии* ψ , град. (рис. 8.34, б), который можно определить, используя результаты испытаний на прямой срез (с кинематической нагрузкой) или трехосное сжатие. Показатель ψ определяется как отношение ΔV (длина прямолинейного участка Δl кривой зависимости $\tau = f(l)$ на пике касательных напряжений (рис. 8.34, в), спроецированная на кривую $V = f(l)$ и затем на ось V) к соответствующей длине участка горизонтальной деформации Δl :

$$\operatorname{tg} \psi = \Delta V / \Delta l, \text{ или } \operatorname{tg} \psi = \varepsilon_v / l,$$

где ε_v – относительная объемная деформация.

В зависимости от знака (рис. 8.34, б) угол дилатансии может увеличивать или уменьшать сопротивление сдвигу: $\tau = \sigma \operatorname{tg}(\varphi_{cr} \pm \psi)$, его типичные значения приведены в табл. 8.32.

Таблица 8.32

Значения угла дилатансии дисперсных грунтов

Грунт	Угол дилатансии ψ , град
Рыхлый песок	-2...+3
Средней плотности песок	+3...+8
Плотный песок	+8...+13
Нормально уплотненная глина	0

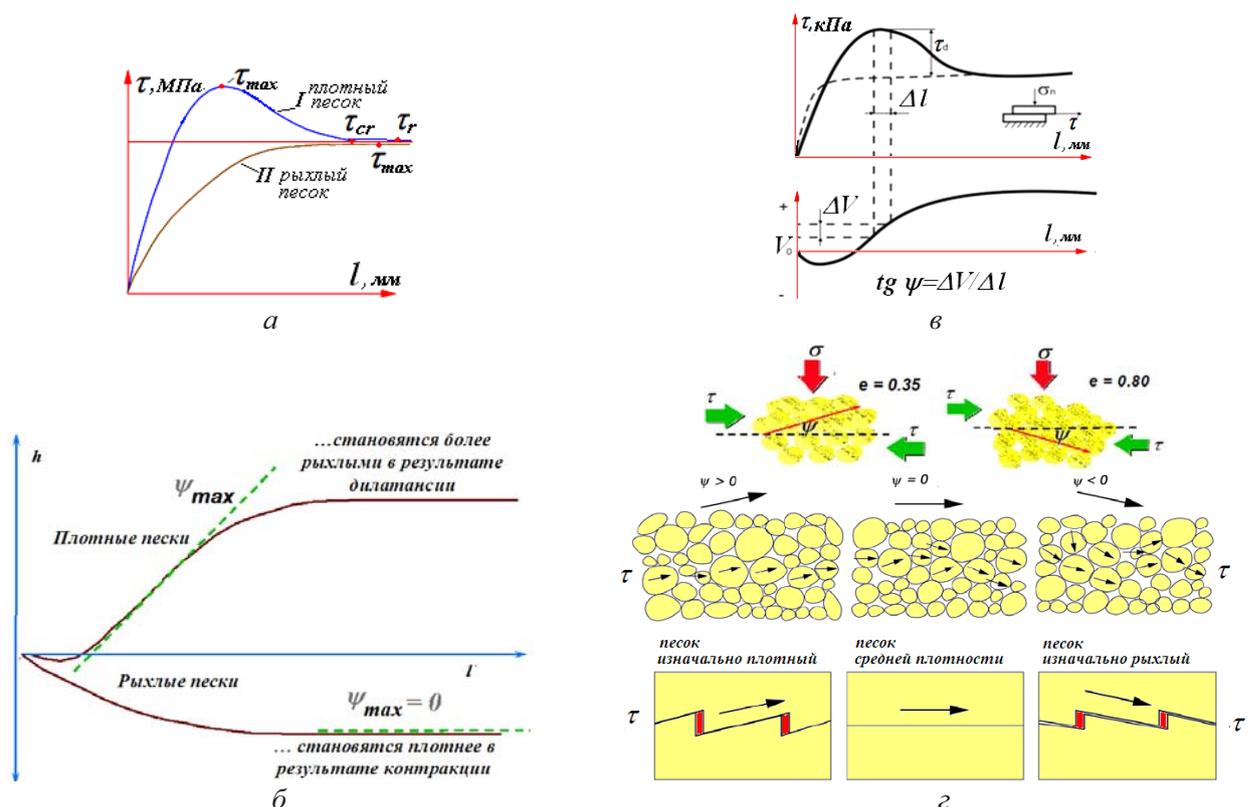


Рис. 8.34. Эффект дилатансии в песчаных и переуплотненных глинистых грунтах: а – зависимость сопротивления сдвигу от горизонтальных деформаций сдвига грунтов в рыхлом и плотном сложении; б – график зависимости вертикальных перемещений от горизонтальных в процессе сдвига; в – график для определения угла дилатансии; г – схемы сдвига плотных ($e = 0,35$) и рыхлых песков ($e = 0,80$)

На рис. 8.34, а изображен график зависимости сопротивления сдвигу τ от горизонтальных перемещений – деформаций сдвига (l) несвязных грунтов в рыхлом (II кривая) и плотном (I кривая) сложении. Грунт в более рыхлом состоянии (II кривая) при нормальном

постоянном напряжении имеет сдвигающее напряжение (τ_{\max}), меньшее, чем более плотный грунт. Сопротивление сдвигу плотного образца грунта (I кривая) растет до **максимального пикового значения** τ_{\max} , а затем снижается до точки, соответствующей предельному **критическому сопротивлению сдвига** τ_{cr} (рис. 8.34, а). Критическое состояние обычно наступает при деформации 10...30 %, когда грунт начинает сдвигаться (разрушаться) при постоянном объеме (не изменяется коэффициент пористости) и постоянном эффективном напряжении. **Критическая прочность** также называется предельной прочностью (Atkinson and Bransby, 1978), или полной прочностью разупрочнения (Skempton, 1970). **Пиковая прочность** τ_{\max} соответствует малым деформациям (менее 1...5 %), она используется для определения максимума прочности плотного песка и переуплотненной глины. Критическая прочность применяется для большинства расчетов устойчивости склонов.

Точка τ_r (от англ. *residual*) характеризует **предельное остаточное сопротивление** – уровень сохранившейся прочности разрушенного грунта, равный соответствующим максимальным напряжениям при данном значении запредельной деформации. Критическая прочность отличается от остаточной прочности (Skempton, 1964), так как последняя меньше и имеет место при очень больших деформациях по сформировавшейся поверхности скольжения. Остаточная прочность соответствует такому состоянию грунта, в котором на поверхности сдвига частицы ориентированы по направлению сдвига и не оказывают сопротивления движению грунта [5]. Остаточную прочность характеризует **относительное остаточное сопротивление** (*residual factor*):

$$R = (\tau_{\max} - \tau) / (\tau_{\max} - \tau_r),$$

где τ – среднее сопротивление сдвигу около поверхности разрушения [125].

Таким образом, выделяют три различных значения прочности – **пиковое** (τ_{\max} , далее τ без индекса), **критическое, или предельное** (τ_{cr}), и **остаточное** (τ_r) – и соответствующие значения углов внутреннего трения (φ , φ_{cr} , φ_r).

При оценке прочности грунта на сдвиг следует учитывать следующие факторы: уровень напряжений, действующих на грунт; анизотропию прочностных свойств грунтов, особенно глин с низкой пластичностью; трещиноватость, особенно твердых глин; эффекты скорости деформаций; большие деформации, которые могут возникнуть по проектному сценарию; ранее сформированные поверхности сдвига; временные эффекты; чувствительность связных грунтов и их степень водонасыщения. Если оценка прочности на сдвиг основана на результатах испытаний, то следует учесть уровень доверительной вероятности согласно теории, используемой для определения значений прочности на сдвиг, а также возможные нарушения во время отбора образцов и неоднородность грунта. Что касается временных эффектов, то следует учитывать, что период, в течение которого грунт дренируется, зависит от его водопроницаемости, наличия свободной воды и конкретной геометрической конфигурации. Значения параметров c' и $\text{tg}\varphi'$ эффективной прочности на сдвиг должны приниматься постоянными только в пределах диапазона напряжений, для которого они были определены.

8.4.1.1. Определение показателей прочности на сдвиг дисперсных грунтов

Сопротивление грунта срезу определяют как предельное среднее касательное напряжение, при котором образец грунта срезается по фиксированной плоскости при заданном нормальном напряжении.

Лабораторные испытания грунтов для определения показателей трения и сцепления способом поперечного сдвига производят путем среза нескольких образцов в приборах прямого среза. Испытание проводят для определения следующих характеристик прочности песков (кроме гравелистых и крупных), глинистых и органо-минеральных грунтов:

- угла внутреннего трения φ ;
- удельного сцепления c .

Для определения частных значений φ и c необходимо провести не менее трех испытаний идентичных образцов при различных значениях нормального напряжения.

Сопротивление сдвигу одного и того же грунта непостоянно и зависит от его физического состояния – степени нарушенности естественной структуры, плотности, влажности, а также от условий производства испытаний (конструкция прибора, размеры образца, скорость сдвига и т. д.). Для получения наиболее достоверных данных испытания на сдвиг должны проводиться в условиях, максимально приближающихся к условиям работы грунта в основании сооружения или в самом сооружении. В этих опытах поровое давление не измеряется, поэтому схемы испытаний следует назначать, учитывая состав, состояние грунта и условия его консолидации в земляном сооружении или в основании. При выборе условий проведения опыта необходимо учитывать соотношение между вертикальными нагрузками, при которых производятся опыты, и природной нагрузкой, под которой находился грунт в естественном состоянии. Это обстоятельство имеет большое значение при назначении первых ступеней давления, которые не должны быть ниже природного давления. Нагрузки должны превышать природное давление, чтобы грунт не разуплотнялся в ходе опыта. На более поздних стадиях проектирования при устройстве глубоких выемок следует ставить опыты при нагрузках меньших, чем природное давление, моделируя условия работы грунта.

В зависимости от характера предварительной подготовки образцов к опыту различают:

- *сдвиг нормально уплотненных образцов* (завершенное уплотнение), когда образцы перед опытом предварительно уплотняются под разными нагрузками до окончания процесса консолидации; срез каждого образца производится при той же вертикальной нагрузке, под которой он предварительно уплотнялся;
- *сдвиг переуплотненных образцов*, когда образцы предварительно уплотняются до окончания процесса консолидации, а сдвигаются без нагрузки или при меньших нагрузках;
- *сдвиг недоуплотненных образцов* (незавершенное уплотнение), когда образцы предварительно не уплотняются или уплотняются в продолжение короткого времени, за которое не наступает полная консолидация; срез производится при различных вертикальных нагрузках.

Способы определения показателей сопротивления грунта сдвигу могут быть разделены на две подгруппы:

- способы поперечного сдвига с конечной плоскостью сдвига (рис. 8.35, а и б);
- способы кольцевого сдвига с бесконечной (замкнутой) плоскостью сдвига (рис. 8.35, в).

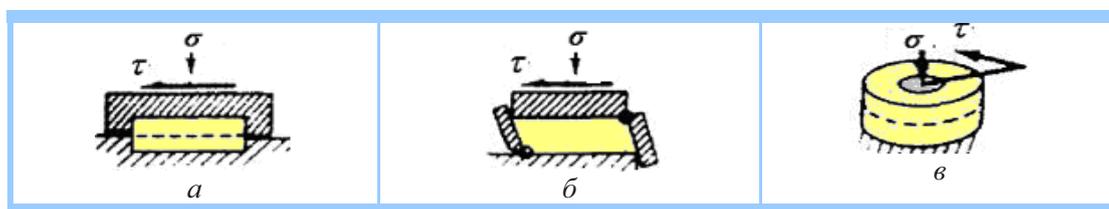


Рис. 8.35. Схемы нагружения образцов при сдвиге:
а – прямой срез; б – простой сдвиг; в – кольцевой сдвиг [5]

Согласно действующим нормативным документам характеристики *сопротивления сдвигу* определяют по результатам испытаний образцов грунта в одноплоскостных срезах приборах по следующим схемам:

- *консолидированно-дренированный (медленный) срез* – для песков, глинистых и органо-минеральных грунтов независимо от их коэффициента водонасыщения для определения эффективных значений φ' и c' . Применяется консолидированно-дренированное

испытание для грунтов в стабилизированном состоянии, когда деформации уплотнения под определенной нагрузкой закончены и избыточное давление в поровой жидкости отсутствует. Тонкодисперсные глины при влажности ниже границы раскатывания испытываются в условиях медленного сдвига после предварительного уплотнения под нагрузками, действующими при сдвиге. *При медленном сдвиге* сдвигающую силу увеличивают только после прекращения деформации, вызванной предыдущей ступенью этой силы. Режим испытания при консолидированном срезе назначается так, чтобы действующие напряжения являлись эффективными. Результаты испытания характеризуют прочность, которую грунт приобретает после длительного процесса эксплуатации сооружений.

- *неконсолидированный (быстрый) срез* – для водонасыщенных глинистых и органично-минеральных грунтов, имеющих показатель текучести $I_L \geq 0,5$, и просадочных грунтов, приведенных в водонасыщенное состояние замачиванием без приложения нагрузки для определения φ и c в нестабилизированном состоянии, характеризуемом незавершенностью консолидации под определенной нагрузкой и наличием избыточного давления в поровой жидкости, а также для просадочных грунтов, приведенных в водонасыщенное состояние замачиванием без приложения нагрузки. *При быстром сдвиге* увеличение сдвигающей силы производят быстро, не дожидаясь прекращения деформаций. При приложении как нормальных, так и сдвигающих напряжений в поровой воде возникает избыточное давление, которое обеспечивает неизменность плотности и влажности. Испытания характеризуют ожидаемую прочность грунтов в начальный период строительства.

Испытания грунтов на сдвиг [17]. Для испытаний используют образцы грунта ненарушенного сложения с природной влажностью или в водонасыщенном состоянии, или образцы нарушенного сложения с заданными значениями плотности и влажности (в том числе при полном водонасыщении), или образцы, отобранные из массива искусственно уплотненных грунтов. Образцы должны иметь форму цилиндра диаметром не менее 70 мм и высотой от 1/3 до 1/2 диаметра. Максимальный размер фракции грунта (включений, агрегатов) в образце должен быть не более 1/5 высоты образца. При этом образцы просадочных грунтов испытывают в водонасыщенном состоянии, а набухающих – при природной влажности. В необходимых случаях сопротивление срезу может определяться:

- *для просадочного грунта* – при природной влажности или при влажности на границе раскатывания, если последняя превышает природную;
- *для засоленного грунта* – на образцах предварительно выщелоченного грунта после стабилизации суффозионной осадки при заданном нормальном давлении;
- *для набухающих грунтов* – в условиях полного водонасыщения после стабилизации свободного набухания или набухания (уплотнения) при заданном нормальном давлении;
- *для насыщенных грунтов* – при их максимальной, требуемой или достигаемой плотности.

Испытания образцов грунта проводятся в одноплоскостных срезных приборах с фиксированной плоскостью среза путем сдвига одной части образца относительно другой его части горизонтальной нагрузкой при предварительном нагружении образца нагрузкой, нормальной к плоскости среза. Не допускается испытывать грунты, выдавливаемые в процессе испытания в зазор между подвижной и неподвижной частями срезной коробки. Для испытаний методом одноплоскостного среза применяются сдвиговые приборы: РПС с площадью среза 1,225 см², ЦНИИСа, ВНИМИ, Маслова-Лурье, ПСГ-3М конструкции ГидроПроект, СПФ-2 конструкции Фундаментпроекта, ПС-10, автоматизированные сдвиговые приборы СППА и СПКА ООО «НПП “Геотек”» и др.

В состав установки для испытания грунта методом одноплоскостного среза должны входить: срезная коробка, состоящая из подвижной и неподвижной частей и включающая рабочее кольцо, жесткие сплошные и перфорированные штампы; механизм для вертикального нагружения образца; механизм создания горизонтальной срезающей нагрузки; устройства для измерения деформаций образца и прикладываемой нагрузки.

Для испытания образца песчаных грунтов применяют срезную коробку с нижней подвижной частью. Конструкция срезного прибора должна обеспечивать первоначальное вертикальное давление на образец (от веса штампа и измерительных приборов на нем) не более 0,025 МПа.

При тарировке срезной коробки в соответствии с паспортом на прибор устанавливают поправки на преодоление трения подвижной части срезной коробки.

В срезном приборе при статическом нагружении можно определить только два параметра прочности песков (кроме гравелистых и крупных), глинистых и органоминеральных грунтов: критическое значение угла внутреннего трения и критическое значение сил сцепления. Прибор с непрерывным нагружением производства ООО «НПП «Геотек»» (рис. 8.36) применяется с целью определения таких параметров прочности, как пиковое значение угла внутреннего трения φ , критическое значение угла внутреннего трения φ_r , остаточное значение угла внутреннего трения φ_r , критическое значение сил сцепления c , остаточное значение сил сцепления c_r , угол дилатансии ψ . Преимущество приборов с кинематическим нагружением заключается еще в том, что они позволяют исследовать влияние скорости сдвига на параметры прочности [5].



Рис. 8.36. Прибор предварительного уплотнения и срезной прибор с кинематическим нагружением ООО «НПП «Геотек»» [140]

Изготовленный образец взвешивают и в зависимости от схемы испытания приступают или к его предварительному уплотнению (консолидированно-дренированный срез), или сразу к испытанию на срез (неконсолидированный быстрый срез).

Предварительное уплотнение образца проводят непосредственно в рабочем кольце срезного прибора или в уплотнителе. При уплотнении образца могут применяться уплотнители (конструкции Гидропроекта, ООО «НПП «Геотек»» и др.), позволяющие производить уплотнение при заданном давлении и сохранении природной или заданной влажности, а также в условиях полного водонасыщения. В состав уплотнителя должны входить следующие основные узлы: цилиндрическая обойма, в которую помещается рабочее кольцо с образцом; жесткий перфорированный штамп; механизм для вертикального нагружения образца; ванна для водонасыщения образца; гидроизолирующие элементы; устройство для измерения вертикальных деформаций образца.

При предварительном уплотнении в уплотнителе рабочее кольцо с подготовленным образцом грунта следует поместить в обойму уплотнителя, а затем собранную обойму установить в ванну уплотнителя на перфорированный вкладыш (предварительно торцы образца необходимо покрыть влажным бумажным фильтром). Далее необходимо установить на образец перфорированный штамп, выверить зазор между кольцами, произвести регулировку механизма нагрузки, установить приборы для измерения вертикальных деформаций грунта и записать их начальные показания.

Для испытаний образца грунта в условиях полного водонасыщения необходимо предварительно замочить образец, заполнив ванну уплотнителя водой.

При испытании просадочных грунтов, имеющих природную влажность меньше w_p , необходимо увлажнить образцы до влажности, равной w_p .

Образцам набухающих грунтов, предназначенным для определения сопротивления срезу в условиях полного водонасыщения после стабилизации деформаций набухания при заданном нормальном давлении p , передают до начала замачивания давление p .

Время насыщения образцов водой должно быть не менее:

- для песков – 10 мин;
- для глинистых грунтов, в том числе для просадочных: при $I_p < 7\%$ – 3 ч, при $I_p < 12\%$ – 6 ч, при $I_p < 22\%$ – 12 ч и при $I_p \geq 22\%$ и органо-минеральных грунтов – 36 ч;
- для набухающих грунтов – до достижения условной стабилизации деформации набухания – 0,1 мм за 24 ч.

По окончании водонасыщения регистрируют вертикальные деформации образцов.

Для глинистых грунтов по специальному заданию может быть проведен срез образца по заранее сформированной поверхности – срез «плашка по плашке» для определения характеристик **остаточной прочности грунта** ϕ_r и c_r . При проведении среза «плашка по плашке» образец грунта разрезают на две части острым ножом или леской, тщательно выравнивают торцевые поверхности обеих половин с предварительным их смачиванием, соединяют их между собой и помещают в рабочее кольцо срезного прибора. Характеристики ϕ_r и c_r глинистого грунта ненарушенного и нарушенного сложения могут быть также определены на приборах кольцевого среза.

Проведение консолидированно-дренированного (медленного) среза. Предварительное уплотнение образца производят при нормальных давлениях p , при которых определяют сопротивление срезу t .

Максимальное нормальное давление p_{\max} необходимо назначать в зависимости от предполагаемого напряженного состояния грунтового массива (с учетом передаваемых на основание нагрузок и бытового давления). Нормальные давления p_{\min} и p_i , при которых определяют сопротивление срезу t , назначают как часть p_{\max} (например, $0,25p_{\max}$, $0,5p_{\max}$ и т. д.). При отсутствии указанных данных значения p допускается принимать по табл. 8.33.

Для водонасыщенных в природном залегании грунтов и грунтов, приведенных в водонасыщенное состояние предварительным замачиванием, предварительное уплотнение образцов и испытание на срез проводят по следующей методике. Нормальное давление передают на образец грунта плавно и быстро в одну ступень (табл. 8.33). Отсчеты по приборам для измерения вертикальных деформаций снимают в следующей последовательности: первый отсчет – сразу после приложения нагрузки, затем через 0,25; 0,5; 1; 2; 5; 10; 20; 30 мин и далее с интервалом 1 ч в течение рабочего дня, а затем в начале и конце рабочего дня. Указанное время проведения отсчетов может быть изменено для удобства построения кривой консолидации методом квадратного корня из времени.

Таблица 8.33

Значения нормального давления при предварительном уплотнении

Грунты	Нормальное давление при предварительном уплотнении p , МПа	Ступени давления Δp , МПа
Пески средней крупности плотные; глины с $I_L \leq 0,25$	0,1; 0,3; 0,5	0,1 и далее по 0,2
Пески средней крупности средней плотности; пески мелкие и пылеватые плотные и средней плотности; супеси и суглинки и органо-минеральные грунты с $I_L \leq 0,5$; глины с $0,25 < I_L \leq 0,5$	0,1; 0,2; 0,3	0,05 до 0,1 и далее по 0,1
Пески средней крупности, мелкие и пылеватые рыхлые; супеси, суглинки, глины и органо-минеральные грунты с $I_L > 0,5$	0,1; 0,15; 0,2	0,025 до 0,05 и далее по 0,05

Время окончания уплотнения образца грунта от данного давления p для глинистых и органо-минеральных грунтов определяют как время завершения фильтрационной консолидации. Для этого в процессе испытания по аналогии с компрессионными испытаниями строят график зависимости деформации образца от времени – кривую консолидации, которую обрабатывают методом квадратного корня из времени (возможна также обработка логарифмическим методом), и определяют время окончания фильтрационной консолидации t_{100} . Значение t_{100} используется далее для определения скорости деформации при срезе.

После предварительного уплотнения, если оно проводилось в уплотнителе, следует быстро разгрузить образец и перенести рабочее кольцо с образцом в срезную коробку. Далее закрепляют рабочее кольцо в срезной коробке, устанавливают перфорированный штамп, производят регулировку механизма нагрузки, устанавливают зазор между подвижной и неподвижной частями срезной коробки (0,5 мм для глинистых и органо-минеральных грунтов и 1 мм для песков), устанавливают измерительную аппаратуру для регистрации вертикальных деформаций образца.

На образец грунта передают *то же нормальное давление, при котором происходило предварительное уплотнение грунта* (табл. 8.33). Нормальную нагрузку следует передать на образец в одну ступень и выдержать ее не менее: 5 мин – для песков; 15 мин – для супесей; 30 мин – для суглинков и глин; 10 мин – при срезе «плашка по плашке».

Испытание на срез «плашка по плашке» выполняют при том же нормальном давлении, при котором был осуществлен первый срез.

После передачи на образец грунта нормальной нагрузки приводят в рабочее состояние механизм создания горизонтальной сдвигающей нагрузки и устройство для измерения деформаций среза грунта и регистрируют его начальное показание.

Испытание на срез производят или при непрерывно возрастающей горизонтальной нагрузке с постоянной скоростью деформации образца (кинематический режим), или при возрастании нагрузки ступенями (статический режим).

При кинематическом режиме нагружения скорость сдвиговой деформации v определяют по формуле

$$v = l_f / t_f \quad (8.14)$$

где l_f – ожидаемая горизонтальная деформация (смещение) при разрушении, мм; t_f – время до разрушения, мин.

Если ожидаемая горизонтальная деформация образца при разрушении не известна из предыдущих испытаний, рекомендуется в формуле (8.14) принимать l_f , исходя из относительной деформации 10 %.

Время до разрушения t_f , т. е. до мобилизации максимального сопротивления образца срезу, определяется из условия, что в момент разрушения в образце останется не более 5 % порового давления, по формуле:

$$t_f = 12,7 t_{100}, \quad (8.15)$$

где t_{100} – время окончания фильтрационной консолидации (допускается в формуле (8.15) вместо t_{100} принять t_{90}), мин.

Для песков скорость горизонтальной деформации не должна превышать 0,5 мм/мин. Для глинистых грунтов допускается скорость деформации среза принимать в зависимости от числа пластичности (табл. 8.34).

Таблица 8.34

Скорость среза для глинистых грунтов

Грунты	Скорость среза, мм/мин
Супеси	≤0,3
Суглинки с $I_p < 12\%$	≤0,1
Суглинки с $I_p \geq 12\%$	≤0,05
Глины с $I_p \geq 20\%$	≤0,02
Глины с $I_p \geq 30\%$	≤0,01
Глины с $I_p \geq 30\%$	≤0,005

При передаче срезающей нагрузки ступенями их значения должны составлять 5 % значения нормальной нагрузки, при которой производят срез. Критерием завершения ступени нагружения является достижение скорости деформации, определяемой по формуле (8.14).

Деформации среза при кинематическом и статическом нагружении фиксируют через 0,25...0,5 мм так, чтобы накопилось 15–20 отсчетов от начала до конца среза.

Для неводонасыщенных в природном залегании глинистых грунтов, просадочных, набухающих и засоленных грунтов, а также песков предварительное уплотнение образцов и испытание на срез проводят по следующей методике. Нормальное давление p при предварительном уплотнении образцов просадочного грунта, испытываемых в водонасыщенном состоянии, должно составлять 0,3 МПа и возрастать ступенями $\Delta p = 0,05$ МПа, если иное не предусмотрено программой испытаний.

Предварительное уплотнение образцов грунта перед сдвигом до заданной нагрузки p , при которой определяют сопротивление срезу t , производят ступенями Δp в соответствии с табл. 8.33.

Каждую ступень давления при предварительном уплотнении выдерживают в течение времени, указанного в табл. 8.35, а конечную ступень – до достижения условной стабилизации деформаций сжатия образца грунта. За критерий условной стабилизации деформации принимают ее приращение, не превышающее 0,05 % за время, указанное в табл. 8.35. В конце каждой ступени нагружения записывают показания приборов для измерения деформаций, а на последней ступени фиксируют наступление условной стабилизации деформации сжатия образца.

После предварительного уплотнения в уплотнителе следует быстро разгрузить образец и перенести рабочее кольцо с образцом в срезную коробку. Далее, независимо от того, где производилось уплотнение образца грунта, производят следующие операции: закрепляют рабочее кольцо в срезной коробке, устанавливают перфорированный штамп, производят регулировку механизма нагрузки, устанавливают зазор между подвижной и неподвижной частями срезной коробки (0,5 мм для глинистых и органо-минеральных грунтов и 1 мм для песков), устанавливают измерительную аппаратуру для регистрации вертикальных деформаций образца. В случае предварительного уплотнения образцов грунта в условиях полного водонасыщения перед разгрузкой образца удаляют воду из ванны уплотнителя.

Таблица 8.35

Время выдерживания ступеней условной стабилизации деформаций сжатия

Грунты			Время выдерживания ступеней, не менее	Время условной стабилизации деформаций сжатия на конечной ступени, не менее
Пески			5 мин	0,5 ч
Глинистые (непросадочные и ненабухающие)	супеси	$c I_p < 12 \%$	30 мин	3 ч
		$c I_p \geq 12 \%$		6 ч
	глины	$c I_p < 22 \%$		12 ч
		$c I_p \geq 22 \%$		18 ч
Органо-минеральные			1 ч	24 ч
Просадочные			30 мин	3 ч
Набухающие				Как для ненабухающих

В срезном приборе на образец грунта передают то же нормальное давление, при котором происходило предварительное уплотнение грунта (табл. 8.33). Нормальную нагрузку следует передать на образец в одну ступень и выдержать ее не менее: 5 мин – для песков; 15 мин – для супесей; 30 мин – для суглинков и глин; 10 мин – при срезе «плашка по плашке». Испытание на срез «плашка по плашке» выполняют при том же нормальном давлении, при котором был осуществлен первый срез.

После передачи на образец грунта нормальной нагрузки приводят в рабочее состояние механизм создания горизонтальной сдвигающей нагрузки и устройство для измерения деформаций среза грунта и регистрируют его начальное показание.

При статическом режиме приложения горизонтальной нагрузки ее ступени должны составлять 5 % от значения нормальной нагрузки, при которой производят срез. На каждой ступени нагружения записывают показания приборов для измерения деформаций среза через каждые 2 мин, уменьшая интервал между измерениями до 1 мин в период затухания деформации до ее условной стабилизации. За критерий условной стабилизации деформации среза принимают скорость деформации, не превышающую 0,01 мм/мин.

При кинематическом режиме скорость среза должна быть постоянной и соответствовать указанной в табл. 8.36. Деформации среза фиксируют не реже чем через 2 мин, так, чтобы накопилось 15–20 отсчетов от начала среза до достижения максимальной срезающей нагрузки.

Таблица 8.36

Скорость среза при кинематическом режиме

Грунты	Скорость среза, мм/мин
Пески и супеси	$\leq 0,5$
Суглинки с $I_p \leq 12\%$	$\leq 0,1$
Суглинки с $I_p > 12\%$	$\leq 0,05$
Глины с $I_p \leq 30\%$	$\leq 0,02$
Глины с $I_p > 30\%$	$\leq 0,01$

Испытание следует считать законченным, если при приложении очередной ступени срезающей нагрузки происходит мгновенный срез (срыв) одной части образца по отношению к другой или абсолютная деформация среза превысит 5 мм (что наступит раньше). Относительная деформация должна составлять 10 %.

При проведении среза с постоянной скоростью за окончание испытаний принимают момент, когда срезающая нагрузка достигнет максимального значения, после чего наблюдается некоторое ее снижение или установление постоянного значения, или абсолютная деформация среза превысит 5 мм. После окончания испытания следует разгрузить образец, извлечь рабочее кольцо с образцом из прибора и отобрать пробы для определения влажности из средней части образца.

Проведение неконсолидированного (быстрого среза). Рабочее кольцо с образцом грунта помещают в срезную коробку, устанавливают сплошной штамп, производят регулировку механизма нагрузки, устанавливают зазор между подвижной и неподвижной частями срезной коробки, устанавливают устройство для измерения деформации среза и записывают начальное показание.

На образец грунта передают в одну ступень нормальное давление p , при котором будет производиться срез образца. Значение максимального нормального давления p_{\max} необходимо назначать в зависимости от предполагаемого напряженного состояния грунтового массива (с учетом передаваемых на основание нагрузок и бытового давления). Значения нормальных давлений p_{\min} и p_i , при которых определяют сопротивление срезу t , назначают как часть от p_{\max} . При отсутствии указанных данных значения p принимают по табл. 8.37.

Таблица 8.37

Значения нормальных давлений

Глинистые и органо-минеральные грунты с показателем текучести	p , МПа
$0,5 \leq I_L < 1,0$	0,05; 0,1; 0,15
$I_L \geq 1,0$	0,025; 0,075; 0,125

Если при каком-либо давлении происходит выдавливание грунта в зазор между подвижной и неподвижной частями срезной коробки, необходимо его уменьшить на 0,025...0,05 МПа.

Сразу после передачи нормальной нагрузки приводят в действие механизм создания горизонтальной нагрузки и производят срез образца грунта не более чем за 2 мин с момента приложения нормальной нагрузки.

При статическом режиме нагружения ступени горизонтальной нагрузки не должны превышать 10%-го значения нормального давления, при котором производится срез, и их приложение должно следовать через каждые 10...15 с.

При кинематическом режиме нагружения скорость среза принимают в интервале 2...3 мм/мин так, чтобы срез проходил не более чем за 2 мин.

Испытание следует считать законченным, если при приложении очередной ступени срезающей нагрузки происходит мгновенный срез (срыв) одной части образца по отношению к другой или абсолютная деформация среза превысит 5 мм.

При проведении среза с постоянной скоростью за окончание испытаний принимают момент, когда срезающая нагрузка достигнет максимального значения, после чего наблюдается некоторое ее снижение или установление постоянного значения, или абсолютная деформация среза превысит 5 мм.

После окончания испытания следует разгрузить образец, извлечь рабочее кольцо с образцом из прибора и отобрать пробы для определения влажности из средней части образца.

По измеренным в процессе испытания значениям горизонтальной срезающей и нормальной нагрузок вычисляют касательные и нормальные напряжения τ и σ , МПа, по формулам:

$$\sigma = \frac{10Q}{S}, \quad \tau = \frac{10P}{S},$$

где Q и P – соответственно горизонтальная срезающая и нормальная сила к плоскости среза, кН; S – площадь среза, см².

Определение τ необходимо проводить не менее чем при трех различных значениях p . Из каждого значения τ вычитают поправку на преодоление трения подвижной части срезной коробки по заранее построенной тарировочной кривой. При автоматизации хода испытаний в полученную диаграмму среза также вносят поправку на трение в приборе.

По измеренным в процессе испытания значениям деформаций среза l , соответствующим различным напряжениям τ , строят график зависимости $\tau = f(l)$ (рис. 8.37, а). За предельное сопротивление грунта срезу принимают максимальное значение τ , полученное по графику $l = f(t)$ или диаграмме среза на отрезке l , не превышающем 5 мм.

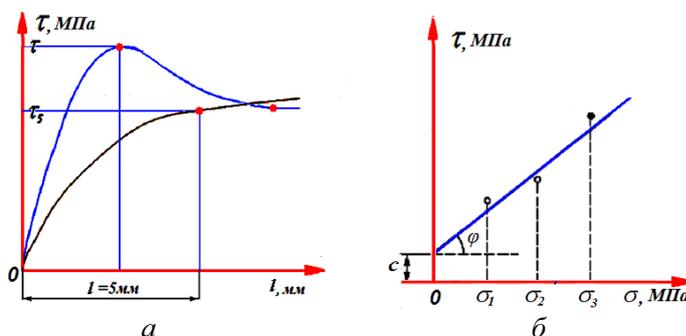


Рис 8.37. Оформление результатов испытания грунта методом одноплоскостного среза:
а – $\tau = f(l)$; б – $\tau = f(\sigma)$

Угол внутреннего трения φ и удельное сцепление c , МПа, определяют по графику Кулона $\tau = f(\sigma)$ (рис. 8.37, б), проводя прямую наилучшего приближения к экспериментальным точкам, или вычисляют по формулам, полученным обработкой экспериментальных точек $\tau = f(\sigma)$ методом наименьших квадратов:

$$\operatorname{tg} \varphi = \frac{n \sum \tau_i \sigma_i - \sum \tau_i \sum \sigma_i}{n \sum (\sigma_i)^2 - (\sum \sigma_i)^2}; \quad (8.16)$$

$$c = \frac{\sum \tau_i \sum \sigma_i^2 - \sum \sigma_i \sum \tau_i \sigma_i}{n \sum (\sigma_i)^2 - (\sum \sigma_i)^2}; \quad (8.17)$$

где τ_i – опытные значения сопротивления срезам, определенные при различных значениях s_i и относящиеся к отдельному монолиту грунта (при $n \geq 3$) или одному инженерно-геологическому элементу; n – число испытаний.

Аналогичным образом определяют параметры остаточной прочности φ_r и c_r . При проведении срезов «плашка по плашке» зависимость Кулона записывают в виде

$$\tau_r = \sigma \operatorname{tg} \varphi_r + c_r, \quad (8.18)$$

где τ_r – остаточная прочность; φ_r и c_r – характеристики остаточной прочности.

Испытания грунтов на срезных приборах широко распространены вследствие невысокой стоимости, простоты методики и доступности приборов. В то же время опыты на срез имеют ряд *недостатков и ограничений*: в течение опыта сложно контролировать условия дренирования; не может быть измерено поровое давление; касательное напряжение над поверхностью сдвига не однородно и может развиваться прогрессивное разрушение; площадь среза изменяется непрерывно по мере относительного смещения обоймы прибора при действии сдвигающей нагрузки; напряженное состояние при сдвиге не может быть определено и траектория напряжений не может быть установлена, напряжения в образце неоднородны. Только одна точка может быть отмечена на диаграмме зависимости «предельное касательное напряжение – нормальное напряжение», представляющее среднее касательное напряжение на горизонтальной плоскости сдвига. Круг Мора может быть отображен только при предположении, что горизонтальная плоскость сдвига является теоретической плоскостью разрушения. Необходимо отметить, что плоскость, по которой проходит сдвиг в процессе опыта в естественных условиях не всегда является самой слабой. Во время сдвига невозможно контролировать напряжения, возникающие в грунтовом массиве при кручении. В отличие от испытаний в срезных приборах, трехосные испытания позволяют избежать большую часть отмеченных недостатков и дают возможность определять зависимости не только прочностных, но и деформационных характеристик грунтов от напряженного состояния [5].

Главной особенностью сопротивления сдвигу несвязных грунтов является отсутствие значимого сцепления. Поэтому сопротивление сдвигу таких грунтов в полной мере характеризуется углом внутреннего трения (φ) или углом естественного откоса (φ_0), а основными факторами, определяющими прочность несвязных грунтов при сдвиге, будут те, которые влияют на трение между частицами грунта.

Величина сил трения между частицами несвязных грунтов, прежде всего, зависит от формы частиц, состояния и характера их поверхности. Окатанные частицы обуславливают снижение угла внутреннего трения φ грунтов за счет уменьшения при этом сил трения и зацепления частиц. Поэтому при одинаковой дисперсности несвязный грунт, состоящий из окатанных частиц, имеет меньший угол внутреннего трения, чем такой же грунт, состоящий из неокатанных частиц. Остроугольные обломки, угловатые частицы и частицы с шероховатой неровной поверхностью увеличивают угол внутреннего трения φ грунта как за счет роста зацепления, так и за счет повышения сил трения частиц, поэтому с увеличением окатанности и сферичности частиц, следовательно, коэффициента формы K_φ , угол внутреннего трения грунта закономерно уменьшается.

С увеличением дисперсности несвязных грунтов закономерно снижается угол внутреннего трения φ за счет уменьшения сил зацепления частиц.

Минералогический состав песков является важным показателем, поскольку влияет на поведение песков под давлением. Высокое содержание слюды уменьшает сопротивление сдвигу, в то время как наличие кварцевых зерен увеличивает прочность песчаного грунта.

Среди других факторов, влияющих на сопротивление сдвигу несвязных грунтов, выделяют их плотность сложения (пористость). Несвязный грунт в рыхлом сложении имеет большую пористость, характеризуется меньшим углом внутреннего трения, чем тот же грунт в плотном сложении. Это обусловлено тем, что в плотном сложении, благодаря более

плотной укладке, каждая частица окружена большим числом соседних частиц. В результате этого в единице объема грунта возрастает число контактов, что выражается в увеличении угла внутреннего трения φ .

Необходимо иметь в виду, что в процессе сдвига несвязных грунтов пористость в зоне сдвига может изменяться. У плотных грунтов она увеличивается в зоне сдвига, а у грунтов в рыхлом сложении – уменьшается. Пористость, при которой в процессе сдвига не меняется объем грунта, называется критической и определяется в опытах на сдвиг при испытании образцов, находящихся в рыхлом и плотном сложении [50].

Для предварительных расчетов оснований сооружений I и II уровней ответственности, а также для окончательных расчетов оснований сооружений III уровня ответственности и опор воздушных линий электропередач независимо от их уровня ответственности *допускается определять нормативные и расчетные значения прочностных характеристик грунтов по табл. 8.38–8.50* в зависимости от их физических характеристик. При соответствующем обосновании допускается использовать таблицы для окончательных расчетов сооружений II уровня ответственности (технически несложные сооружения, сооружения, малочувствительные к деформациям основания, и др.).

Согласно [109] показатели прочностных свойств песчаных и крупнообломочных грунтов определяются по дополнительному заданию, а для расчетов используются значения, приведенные в табл. 8.38 [111], и эти значения могут быть использованы для проектирования сооружений не только III, но и II уровня ответственности. Характеристики прочности, приведенные в табл. 8.38, относятся к кварцевым пескам с зернами различной окатанности, содержащим не более 20 % полевого шпата и не более 5 % в сумме различных примесей (слюда, глауконит и пр.), включая органическое вещество, независимо от степени влажности грунтов S_r .

Таблица 8.38

Нормативные значения удельного сцепления и угла внутреннего трения песков четвертичных отложений

Пески	Характеристики грунтов	Характеристики при коэффициенте пористости e , равном			
		0,45	0,55	0,65	0,75
Гравелистые и крупные	c , кПа	2	1	–	–
	φ , град.	43	40	38	–
Средней крупности	c , кПа	3	2	1	–
	φ , град.	40	38	35	–
Мелкие	c , кПа	6	4	2	–
	φ , град.	38	36	32	28
Пылеватые	c , кПа	8	6	4	2
	φ , град.	36	34	30	26

Особенностью сопротивления сдвигу связных грунтов является наличие у них сцепления, величина которого намного меньше, чем в скальных грунтах, но играет важную роль в обеспечении их прочности и меняется в широких пределах. Например, в илах сцепление может быть 0,001...0,0001 МПа, а в литифицированных глинах достигать 0,5...1,0 МПа и более. Поэтому на сопротивление сдвигу связных грунтов будут влиять все факторы, которые изменяют их сцепление и трение между частицами. К основным внутренним факторам, влияющим на прочность при сдвиге, относятся: структурно-текстурные особенности (тип структурных связей и их прочность, дисперсность, однородность структуры, тип текстуры, пористость), наличие и состав поровой жидкости, количество, физико-химические особенности грунта, степень литификации и выветрелости. Связные грунты со смешанными контактами (кристаллизационными и переходными) обладают более высокими значениями φ и c , чем грунты с коагуляционными контактами.

Влияние текстуры на параметры прочности связных грунтов при сдвиге проявляется, прежде всего, в анизотропии прочности. Связные грунты с массивной изотропной текстурой характеризуются одинаковыми параметрами прочности по разным направлениям.

Грунты с ориентированной текстурой имеют разные значения одних и тех же прочностных показателей: сдвиг вдоль направления ориентации частиц всегда осуществляется более легко, чем поперек их ориентации.

Показатели сопротивления связных грунтов сдвигу – сцепление и угол внутреннего трения – меняются в зависимости от влажности (консистенции) грунтов. В глинистых грунтах с ростом влажности закономерно снижается и величина сцепления за счет ослабления структурных связей, и величина угла внутреннего трения за счет смазывающего действия воды, снижающего трение на контактах. Сухие и маловлажные глинистые грунты твердой консистенции всегда обладают большим углом внутреннего трения и значительным сцеплением по сравнению с грунтом в пластичной или текучей консистенции. В сильновлажных глинах текучей и скрытотекучей консистенции угол внутреннего трения снижается до $1^\circ \dots 2^\circ$ [50].

Характеристики глинистых грунтов, приведенные в табл. 8.39, относятся к грунтам, имеющим не более 5 % органического вещества и степень влажности $S_r \geq 0,8$. Для грунтов с промежуточными значениями e , не указанными в табл. 8.38 и 8.39, значения c и φ определяют интерполяцией. Если значения e , I_L и S_r грунтов выходят за пределы, предусмотренные таблицами, характеристики c и φ следует определять по данным непосредственных испытаний этих грунтов [102, 111].

Таблица 8.39

Нормативные значения удельного сцепления и угла внутреннего трения глинистых нелёссовых грунтов четвертичных отложений

Наименование грунтов и значения показателя текучести I_L		Характеристики грунтов	Характеристики при коэффициенте пористости e , равном						
			0,45	0,55	0,65	0,75	0,85	0,95	1,05
Супеси	$0 \leq I_L \leq 0,25$	c , кПа	21	17	15	13	–	–	–
		φ , град.	30	29	27	24	–	–	–
	$0,25 < I_L \leq 0,75$	c , кПа	19	15	13	11	9	–	–
		φ , град.	28	26	24	21	18	–	–
Суглинки	$0 \leq I_L \leq 0,25$	c , кПа	47	37	31	25	22	19	–
		φ , град.	26	25	24	23	22	20	–
	$0,25 < I_L \leq 0,5$	c , кПа	39	34	28	23	18	15	–
		φ , град.	24	23	22	21	19	17	–
	$0,5 < I_L \leq 0,75$	c , кПа	–	–	25	20	16	14	12
		φ , град.	–	–	19	18	16	14	12
Глины	$0 \leq I_L \leq 0,25$	c , кПа	–	81	68	54	47	41	36
		φ , град.	–	21	20	19	18	16	14
	$0,25 < I_L \leq 0,5$	c , кПа	–	–	57	50	43	37	32
		φ , град.	–	–	18	17	16	14	11
	$0,5 < I_L \leq 0,75$	c , кПа	–	–	45	41	36	33	29
		φ , град.	–	–	15	14	12	10	7

Допускается в запас надежности принимать c и φ по соответствующим нижним пределам e , I_L и S_r , если грунты имеют значения e , I_L и S_r меньше этих предельных значений. Для определения значений c и φ используют нормативные значения e , I_L и S_r .

Для предварительной оценки оснований, сложенных из органо-минеральных и органических грунтов, допускается принимать значения характеристик грунтов, приведенные в табл. 8.40–8.44. Нормативные значения угла внутреннего трения и удельного сцепления заторфованных глинистых грунтов при степени заторфованности $0,05 < I_r \leq 0,25$ допускается определять по табл. 8.40.

Таблица 8.40

Нормативные значения угла внутреннего трения и сцепления заторфованных глинистых грунтов

Пределы нормативных значений I_L	Характеристики грунтов	Характеристики глинистых грунтов при степени заторфованности I_r и коэффициенте пористости e , равных							
		$I_r = 0,05 \dots 0,1$				$I_r = 0,1 \dots 0,25$			
		0,65	0,75	0,85	0,95	1,05	1,15	1,25	1,35
$0 \leq I_L \leq 0,25$	c , кПа	21	20	18	16	15	–	–	–
	φ , град.	29	33	37	45	48	–	–	–
$0,25 < I_L \leq 0,5$	c , кПа	21	20	18	16	15	14	13	12
	φ , град.	21	22	24	31	33	36	39	42
$0,5 < I_L \leq 0,75$	c , кПа	21	20	18	16	15	14	13	12
	φ , град.	18	19	20	21	23	24	26	28
$0,75 < I_L \leq 1$	c , кПа	–	–	–	18	18	18	17	–
	φ , град.	–	–	–	15	16	17	18	–

Таблица 8.41

Средние значения физико-механических характеристик погребенного торфа

Показатель	Значения показателя при степени разложения D_{pd} , %		
	20...30	31...40	41...60
Плотность грунта ρ , г/см ³	1,0	1,05	1,2
Плотность частиц грунта ρ_s , г/см ³	1,5	1,60	1,80
Природная влажность w , д. ед.	3,0	2,2	1,7
Коэффициент пористости e	5,5	4,0	3,0
Угол внутреннего трения φ , град.	22	12	10
Удельное сцепление c , кПа	20	25	30

Таблица 8.42

Средние значения сопротивления вращательному срезу сапропелей

Тип залегания	Разновидность сапропелей	Содержание веществ		Влажность w , д. ед.	Плотность частиц грунта ρ_s , г/см ³	Коэффициент пористости e	Сопротивление вращательному срезу c_{φ} , кПа	
		Органических I_r , %	Карбонатных СаСО ₃ , %					
Неуплотненные в природном залегании	Озерные под слоем воды	Минеральные	10...30	30	1,5...4,5	2,0...2,5	5...12	4...6
		Среднеминеральные	30...50	30	3...6	1,8...2,0	9...12	2...4
		Слабоминеральные	>50	30	6...20	1,4...1,8	12...25	<2
	Болотные под слоем торфа	Минеральные	10...30	30	1,2...3,7	2,0...2,5	4...12	12...13
		Среднеминеральные	30...50	30	3...6	1,8...2,0	8...12	7...12
		Слабоминеральные	50...80	10...30	6...12	1,4...1,8	12...20	12...13
Уплотненные в природном залегании	Минеральные	10...30	30	0,5...1,8	2,0...2,5	1,4...3	15...25	
	Среднеминеральные	30...50	30	1,5...2,5	1,8...2,0	3...5	10...20	
	Слабоминеральные	>50	30	1,5...3,0	1,4...1,8	4...6	2...15	

По результатам полевых испытаний на участках болот **при проектировании насыпей с высотой до 3 м на торфяных болотах глубиной не более 6...8 м**, когда расчетная нагрузка на основание насыпи не превышает 0,055 МПа без учета взвешивания, оценку прочности слабых грунтов допускается вести укрупненно на основе их типизации по прочности.

Следует различать три строительных типа болотных грунтов по прочности:

- 1-й тип – грунты, которые обладают достаточной прочностью в природном состоянии и при передаче на них нагрузки от насыпи указанных выше параметров могут только сжиматься независимо от скорости передачи нагрузки;
- 2-й тип – грунты, не обладающие в природном состоянии достаточной прочностью, вследствие чего при быстрой передаче на них нагрузки от насыпи они выдавливаются, при медленной передаче нагрузки они успевают уплотниться и упрочниться настолько, что не выдавливаются, а сжимаются;

• 3-й тип – грунты, которые при передаче на них указанной нагрузки в любом случае выдавливаются из-за недостаточной прочности в природном состоянии и недостаточной упрочняемости при уплотнении.

Строительный тип болотного грунта по прочности можно установить:

• по основным показателям состава и состояния, используя данные классификационных таблиц (табл. 8.43);

• по величине сопротивляемости сдвигу c_u , кПа, устанавливаемой путем испытаний с помощью крыльчатки в условиях природного залегания.

Проходимость техники по торфяной залежи прогнозируется по классификации Л.С. Амаряна [3], табл. 8.44.

Таблица 8.43

Определение строительного типа болотного грунта по результатам испытаний крыльчаткой

Сопротивляемость сдвигу по крыльчатке c_u , МПа	Вид болотных грунтов	
	Торф	Сапропель, ил, мергель
>0,02	1	1
0,02...0,01	1, 2	2
0,01...0,003	2	2, 3
<0,003	3	3

Таблица 8.44

Классификация условий проходимости техники по торфяным массивам Л.С. Амаряна

Условия проходимости	Критерий проходимости по глубине залежи c_u , КПа	Характеристика торфяного месторождения или залежи	Характеристика условий и техники
Легкие	18	Хорошо осушенная и эксплуатируемая залежь, предварительно осушенная мелкая залежь глубиной менее 1,5 м	Возможен проезд любых гусеничных машин и колесных вездеходов
Средние	12...18	Предварительно осушенные торфяные залежи со снятым древостоем. Малоосушенные мелкие залежи глубиной менее 1,5 м	Возможен проезд гусеничных болотных тракторов и вездеходов, а также вездеходов на арочных шинах
Тяжелые	8...12	Малоосушенные или неосушенные торфяные залежи, целиком заполненные торфом, облесенные. Сапропели залегают на глубине более 2 м	Возможен проезд специальной болотной техники с удельным давлением менее 15 КПа. Предварительное снятие деревьев
Особые	<8	Неосушенные глубокие торфяные залежи с озерами и заросшими водоемами. Сапропели залегают на дне водоемов или на глубине менее 2 м. Сплавины различной толщины	Возможен проезд плавучей гусеничной техники или машин с арочными многокатковыми шинами. Проезд обеспечен в зимнее время, за исключением теплых зим

Приведенные в табл. 8.45 данные распространяются: на элювиальные пески, образованные при выветривании кварцсодержащих магматических пород (при этом мелкие пески практически отсутствуют, а крупные и средней крупности – мало отличаются по механическим свойствам); элювиальные слабоструктурные грунты с прочностью на одноосное сжатие при природной влажности $R_c < 0,2$ МПа. Использование приведенных данных для песчаных сапролитов допускается только для предварительных расчетов оснований зданий и сооружений независимо от их уровня ответственности.

Приведенные в табл. 8.46 данные распространяются: на элювиальные связные грунты, в которых содержание крупнообломочных частиц ($d \geq 2$ мм) не превышает 20 % по массе; элювиальные слабоструктурные грунты с прочностью на одноосное сжатие при природной влажности $R_c < 0,2$ МПа. Использование приведенных данных для пылеватоглинистых сапролитов допускается только для предварительных расчетов оснований зданий и сооружений независимо от их уровня ответственности.

Таблица 8.45

Нормативные значения удельного сцепления и угла внутреннего трения элювиальных песков

Пески	Обозначения характеристик	Сцепление и угол внутреннего трения при коэффициенте пористости e , равном						
		0,45	0,55	0,65	0,75	0,85	1,0	1,2
Дресвянистые	c , кПа	45	41	39	37	35	34	–
	φ , град.	34	31	28	25	23	21	–
Крупные и средней крупности	c , кПа	41	35	29	23	19	–	–
	φ , град.	32	30	27	24	22	–	–
Пылеватые	c , кПа	58	51	44	39	33	29	24
	φ , град.	32	30	27	24	22	20	18

Таблица 8.46

Нормативные значения удельного сцепления и угла внутреннего трения элювиальных связных грунтов

Виды связных грунтов	Показатель текучести, I_L	Наименование характеристики	Сцепление и угол внутреннего трения при коэффициенте пористости e , равном						
			0,55	0,65	0,75	0,85	0,95	1,05	1,2
Супеси	$I_L < 0$	c , кПа	47	44	42	41	40	39	–
		φ , град.	34	31	28	26	25	24	–
	$0 \leq I_L \leq 0,75$	c , кПа	42	41	40	39	38	–	–
		φ , град.	31	28	26	25	25	–	–
Суглинки	$0 \leq I_L \leq 0,25$	c , кПа	57	55	54	53	52	51	50
		φ , град.	24	23	22	21	20	19	18
	$0,25 < I_L \leq 0,5$	c , кПа	–	48	46	44	42	40	37
		φ , град.	–	22	21	20	19	18	17
	$0,5 < I_L \leq 0,75$	c , кПа	–	–	41	36	32	29	25
		φ , град.	–	–	20	19	18	17	16
Глины	$0 \leq I_L \leq 0,25$	c , кПа	–	62	60	58	57	56	–
		φ , град.	–	20	18	18	17	16	–
	$0,25 < I_L \leq 0,5$	c , кПа	–	54	50	47	44	–	–
		φ , град.	–	17	15	13	12	–	–

При назначении нормативных характеристик необходимо учитывать генезис исходных пород, умножая величины c и φ на соответствующие коэффициенты k_{bc} и $k_{b\varphi}$, приведенные в табл. 8.47.

Прочность крупнообломочных грунтов с пылеватым и глинистым заполнителем и пылеватых и глинистых грунтов с крупнообломочными включениями рекомендуется оценивать по методике ДальНИИС Госстроя СССР [82], которая устанавливает основные правила определения нормативных значений углов внутреннего трения и удельных сцеплений по физическим характеристикам компонентов четвертичных крупнообломочных грунтов с глинистым заполнителем элювиального, делювиального и аллювиального происхождения. Содержание включений в супеси от 20 до 90 %, в суглинках от 20...30 % до 90 % и в глинах от 40...50 % до 90 % при консолидированном срезе и от 30...40 % до 90 % при неконсолидированном.

Таблица 8.47

Корректирующие коэффициенты к характеристикам c и φ (табл. 8.43)

Наименование исходных пород		Корректирующие коэффициенты к характеристикам	
		k_{bc}	$k_{b\varphi}$
Магматические интрузивные	граниты, диориты, сиениты	0,85	1,00
	габбро, перидотиты, дуниты	1,2	1,05
Магматические эффузивные		1,05	0,95
Метаморфические		0,90	0,95

Нормативные значения углов внутреннего трения крупнообломочных грунтов с глинистым заполнителем и глинистых грунтов с крупнообломочными включениями **применительно к схеме консолидированного срезе** в интервале значений $0 < m_\tau \leq 1$ определяются по формулам:

$$\varphi = k_1 k_\varphi 46(0,3)^{m_\tau}, \quad \varphi = k_1 k_\varphi 46\varphi_{n1},$$

где k_1 – коэффициент окатанности крупных обломков для угла внутреннего трения: для грунтов, содержащих окатанные обломки, k_1 определяется по графику (рис. 8.38, б), для грунтов с остроугольными обломками, независимо от их прочности, следует принимать $k_1 = 1$; k_φ – коэффициент, учитывающий прочность крупных обломков; φ_{n1} – нормативное значение угла внутреннего трения при консолидированном срезе грунта, содержащего остроугольные обломки очень прочных скальных пород ($k_1 = k_\varphi = 1$), определяется по кривой 1 (рис. 8.38, а); m_τ – физический эквивалент грунта, определяемый по формуле

$$m_\tau = p_1 / p_2 I_p (1 + I_L),$$

где p_1 – процентное содержание глинистого заполнителя в гранулометрическом составе грунта (определяется последовательным суммированием процентных содержаний всех частиц менее 2 мм); p_2 – то же для крупных обломков более 2 мм; I_p – число пластичности глинистого заполнителя; I_L – показатель текучести заполнителя.

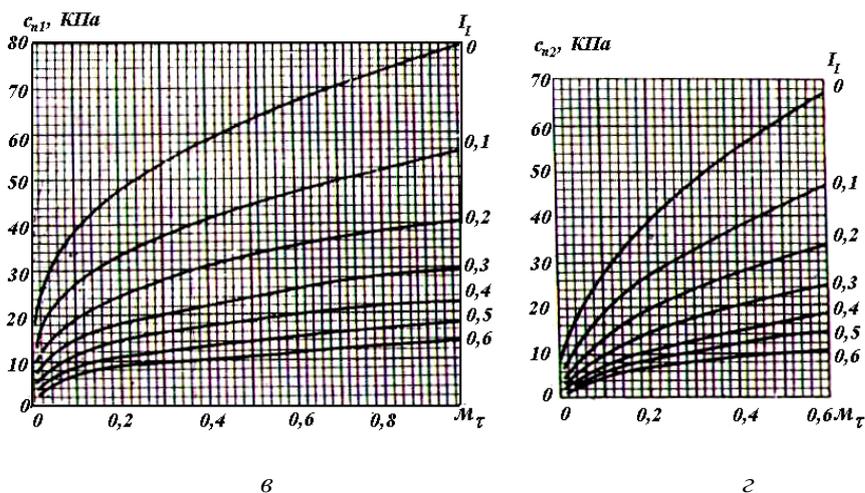
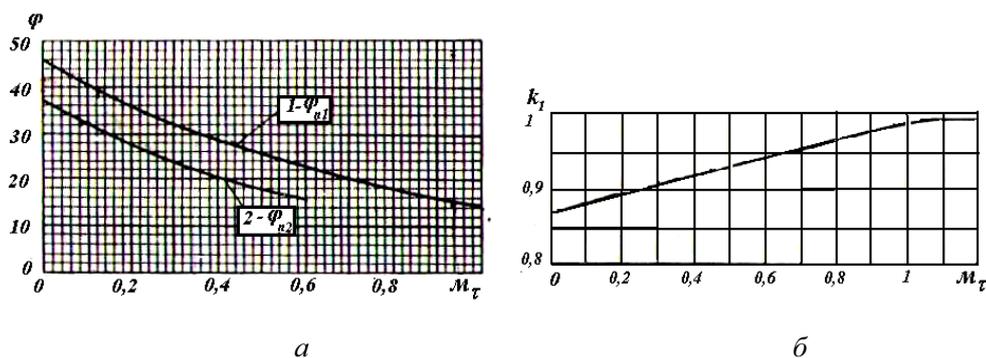


Рис 8.38. Графики для определения прочностных характеристик по методике [82]:
 а – зависимость показателей φ_{n1} и φ_{n2} крупнообломочных грунтов с пылеватым и глинистым заполнителем и пылеватых и глинистых грунтов с крупнообломочными включениями от физического эквивалента m_τ (кривая 1 – консолидированный срез, 2 – неконсолидированный срез); б – график для определения коэффициента k_1 по значению m_τ ; в – номограмма для определения c_{n1} (консолидированный срез); г – номограмма для определения c_{n2} (неконсолидированный срез)

Нормативные значения удельных сцеплений грунтов по схеме консолидированного среза определяют по формулам:

$$c = k_2 k_\rho 79 m_\tau^{0,32} / (1 + I_L)^{3,62}, \quad c = k_2 k_\rho c_{n1},$$

где k_2 – коэффициент окатанности крупных обломков для удельного сцепления: для грунтов, содержащих окатанные обломки следует принимать $k_2 = 0,9$, для грунтов с остроугольными обломками, независимо от их прочности, $k_2 = 1$; k_ρ – коэффициент, учитывающий плотность грунта, принимается равным 1, если плотность соответствует значениям, приведенным в табл. 8.18, $k_\rho = 1,1$, если плотность выше табличного значения на $0,1 \text{ г/см}^3$;

$k_p = 0,9$, если плотность ниже на $0,1 \text{ г/см}^3$ и $k_p = 0,8$, если плотность ниже на $0,2 \text{ г/см}^3$ (табл. 8.18); c_{n1} – нормативное значение удельного сцепления при консолидированном срезе грунта нормированной плотности, содержащего очень прочные остроугольные включения (при $k_2 = k_p = 1$), определяется по номограмме (рис. 8.38, в).

Для предварительной оценки и ориентировочных расчетов нормативные значения углов внутреннего трения и удельных сцеплений крупнообломочных грунтов с пылеватым и глинистым заполнителем и глинистых грунтов с крупнообломочными включениями **применительно к схеме неконсолидированного среза** ($0 < m_\tau \leq 0,6$) определяют по формулам:

$$\varphi = k_1 k_\varphi 37(0,234)^{m_\tau}, \quad \varphi = k_1 k_\varphi \varphi_{n2},$$

где φ_{n1} – нормативное значение угла внутреннего трения при консолидированном срезе грунта нормированной плотности, содержащего очень прочные остроугольные включения (при $k_2 = k_p = 1$), определяется по кривой 2 (рис. 8.38, а).

Нормативные значения удельных сцеплений грунтов **по схеме неконсолидированного среза** определяют по формулам:

$$c = k_2 k_p 87 m_\tau^{0,51} / (1 + I_L)^{3,85}, \quad c = k_2 k_p c_{n2},$$

где c_{n2} – нормативное значение удельного сцепления при консолидированном срезе грунта нормированной плотности, содержащего очень прочные остроугольные включения (при $k_2 = k_p = 1$), определяется по рис. 8.38, з.

Значения c_{n1} и φ_{n1} (c_{n2} и φ_{n2}) допускается принимать по табл. 8.48.

Таблица 8.48

Нормативные показатели c_{n1} и φ_{n1} (c_{n2} и φ_{n2}), значения показателя k_φ глинистых грунтов с крупнообломочными включениями [82]

Пределы нормативных значений его показателя текучести I_L		Характеристики грунта	Сцепление и угол внутреннего трения c_{n1} и φ_{n1} (c_{n2} и φ_{n2}) грунтов при содержании крупных обломков, %							
			20	30	40	50	60	70	80	90
Супесь	$0 \leq I_L \leq 0,25$	c , кПа	28 (11)	24 (8)	21 (6)	18 (5)	16 (4)	14 (3)	12 (3)	9 (2)
		φ , град.	38 (28)	41 (31)	43 (33)	44 (34)	44 (35)	45 (36)	45 (36)	46 (37)
	$0,25 < I_L \leq 0,75$	c , кПа	11 (11)	9 (8)	8 (6)	7 (5)	6 (4)	5 (3)	4 (3)	3 (2)
		φ , град.	36 (28)	40 (31)	42 (33)	43 (34)	44 (35)	45 (36)	45 (36)	46 (37)
Суглинок	$0 \leq I_L \leq 0,25$	c , кПа	–(40)	36 (31)	31 (24)	27 (20)	24 (16)	19 (13)	17 (10)	14 (6)
		φ , град.	–(17)	31 (23)	36 (27)	39 (30)	41 (32)	43 (34)	44 (35)	45 (36)
	$0,25 < I_L \leq 0,5$	c , кПа	–(21)	18 (16)	16 (12)	14 (10)	12 (8)	11 (5)	9 (5)	7 (3)
		φ , град.	–(14)	29 (21)	34 (26)	38 (29)	40 (31)	42 (33)	44(35)	45 (36)
	$0,5 < I_L \leq 0,75$	c , кПа	–	11 (9)	10 (7)	8 (6)	7 (5)	6 (4)	5 (3)	4 (2)
		φ , град.	–	27 (19)	32 (24)	36 (28)	39 (30)	42 (32)	44 (34)	45 (36)
Глина	$0 \leq I_L \leq 0,25$	c , кПа	–	43(42)	38 (34)	33 (27)	29 (22)	25 (17)	21 (13)	16 (9)
		φ , град.	–	23(16)	29 (21)	34 (25)	37 (29)	40 (31)	43 (33)	45 (35)
	$0,25 < I_L \leq 0,5$	c , кПа	–	–	19 (17)	17 (14)	15 (11)	13 (9)	11 (7)	8 (4)
		φ , град.	–	–	26 (19)	31 (23)	36 (27)	39 (30)	42 (33)	44 (35)
	$0,5 < I_L \leq 0,75$	c , кПа	–	–	–(10)	10 (8)	9 (6)	8 (5)	6 (4)	5 (3)
		φ , град.	–	–	–(16)	30 (21)	34 (28)	38 (29)	41 (32)	44 (35)
Коэффициент истираемости обломков k_e		Значения показателя k_φ в зависимости от физического эквивалента m_τ								
		0	0,05	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,8
0		1	1	1	1	1	1	1	1	1
0,05		0,94	0,94	0,95	0,96	0,96	0,97	0,98	0,99	1
0,1		0,87	0,88	0,89	0,9	0,92	0,94	0,96	0,97	0,98
0,2		0,77	0,77	0,78	0,81	0,83	0,85	0,87	0,9	0,94
0,3		0,63	0,64	0,66	0,69	0,72	0,75	0,77	0,81	0,86
0,4 и более		0,52	0,53	0,54	0,57	0,61	0,65	0,67	0,72	0,78

Для предварительной оценки оснований, сложенных из техногенных грунтов, допускается принимать значения характеристик грунтов, приведенные в табл. 8.49, которые распространяются на свежесформированные грунты. Для слежавшихся грунтов, в которых процесс самоуплотнения завершен, значения прочностных характеристик могут быть увеличены на 20...30 %, а модуль деформации – в 1,5–2 раза.

Значения прочностных характеристик техногенных грунтов

Наименование техногенных грунтов	Разновидность	Физико-механические характеристики		
		Плотность грунта ρ , г/см ³	Угол внутреннего трения φ , град.	Сцепление c , МПа
Вскрышные породы	Песчаные	1,4...1,7	20...30	2...4
	Глинистые	1,5...1,8	15...20	30...50
Хвосты	Мелкие	1,5...1,8	27...31	3...5
	Пылеватые	1,4...1,6	25...28	1...2
Шлаки	Доменные	1,4...1,9	30...40	20...40
	Мартеновские	1,6...2,4	20...35	10...30
Колошниковая пыль	–	1,6...2,2	15...25	10...30
Золошлаки	Намывные	0,6...1,2	20...26	1...5

Приведенные в табл. 8.50 характеристики распространяются на уложенные при надводном, безэстакадном способе намыва неводонасыщенные пески, процесс стабилизации которых завершен. Меньшие значения характеристик соответствуют более дисперсным пескам данного вида, неоднородным (при коэффициенте неоднородности $C_u > 3$), с окатанными, гладкими зернами; большие значения характеристик соответствуют менее дисперсным пескам данного вида, однородным ($C_u < 3$), с угловатыми, шероховатыми зернами.

Таблица 8.50

Средние значения прочностных характеристик намывных грунтов

Наименование намывных песков	Обозначения характеристик	Значения сцепления и угла внутреннего трения намывных грунтов в зависимости от плотности сложения		
		Рыхлые	Средней плотности	Плотные
Средней крупности	c , кПа	≤ 2	1...4	2...6
	φ , град.	29...31	32...35	36...40
Мелкие	c , кПа	≤ 3	2...5	4...8
	φ , град.	24...28	29...32	30...36
Пылеватые	c , кПа	≤ 4	3...6	6...10
	φ , град.	22...25	26...28	29...34

Грунты с нарушенными структурными связями имеют меньшую прочность на сдвиг, чем те же грунты в естественном (природном) состоянии, в связи с чем вводится понятие показателя чувствительности, или структурной прочности (S_t):

$$S_t = \frac{\text{прочность грунта с ненарушенной структурой}}{\text{прочность грунта с нарушенной структурой}}$$

Оценки чувствительности грунтов по показателю S_t , применяемые в России, США и Швеции, приведены в табл. 8.51.

Таблица 8.51

Типичные оценки чувствительности грунтов по S_t

Разновидность грунтов	Россия [34]	США	Швеция
Нечувствительный	$S_t \sim 1$	2–4	<10
Низко чувствительный	$1 < S_t \leq 2$	4–8	10–30
Средне чувствительный	$2 < S_t \leq 4$	8–16	>30
Очень чувствительный	$4 < S_t \leq 8$	>16	>50
Текущий	$S_t > 8$	–	>100

8.4.1.2. Определение показателей прочности на сдвиг мерзлых грунтов

Прочность на сдвиг мерзлых грунтов в целом подчиняется закономерностям, типичным для немерзлых грунтов, однако, они имеют свои специфические показатели. В инженерной практике для определения расчетных значений прочностных характеристик мерзлых грунтов широко используется эквивалентное сцепление, а при промерзании влажных дисперсных грунтов на контакте поверхности конструкции с мерзлыми грунтами возникает особого рода сцепление, которое получило название *прочности смерзания*.

Метод определения сопротивления срезу оттаивающих грунтов [47]. Испытания проводят по схеме *неконсолидированного быстрого среза*. В результате опыта для песков мелких и пылеватых, глинистых и органо-минеральных грунтов определяют следующие характеристики:

- сопротивления грунта срезу τ_{th} ;
- угол внутреннего трения φ_{th} ;
- удельное сцепление c_{th} .

Эти показатели определяют по результатам испытаний образцов мерзлого грунта в одноплоскостных срезных приборах с фиксированной плоскостью среза путем сдвига оттаивающей части образца относительно другой его части (мерзлого образца) сдвигающей нагрузкой при одновременном нагружении образца нормальной к площади среза нагрузкой.

Сопротивление грунта срезу определяют как предельное среднее касательное напряжение, при котором образец оттаивающего грунта срезается по фиксированной плоскости, проходящей на 2...4 мм выше поверхности мерзлого грунта при заданном нормальном напряжении. Оттаивание образцов мерзлого грунта проводят сверху вниз. Срез проводится на контакте оттаивающего грунта с мерзлым слоем («приконтактный слой»). По специальному заданию могут применяться другие методы оттаивания грунта и конструкции приборов, обеспечивающие моделирование процесса промерзания-оттаивания и нагружения грунта.

В состав установки для испытаний оттаивающего грунта методом одноплоскостного среза по поверхности мерзлого грунта должны входить: срезной прибор с фиксированной плоскостью среза, состоящий из подвижной и неподвижной частей, включающий в себя рабочие кольца; жесткий тепловой штамп с регулируемой постоянной температурой; устройство для создания и регулирования температуры теплового штампа; датчики (щупы и др.) для контроля границы раздела оттаивающего и мерзлого грунта; механизм для вертикального нагружения образца; механизм для создания горизонтальной сдвигающей нагрузки; устройства для измерения вертикальных и горизонтальных деформаций образца. Принципиальная схема установки приведена на рис. 8.39. Формы, в которых проводится замораживание грунта, должны быть изготовлены из нетеплопроводного материала (органическое стекло) со стенками толщиной не менее 20 мм и обеспечивать возможность промораживания в заданном направлении, а также исключать возможность отжатия воды или утечки ее из грунта во время промораживания. Для исключения радиального оттаивания изготавливаются рабочие кольца из нетеплопроводного материала или тепловой штамп, диаметр которого на 2 мм меньше диаметра рабочего кольца.

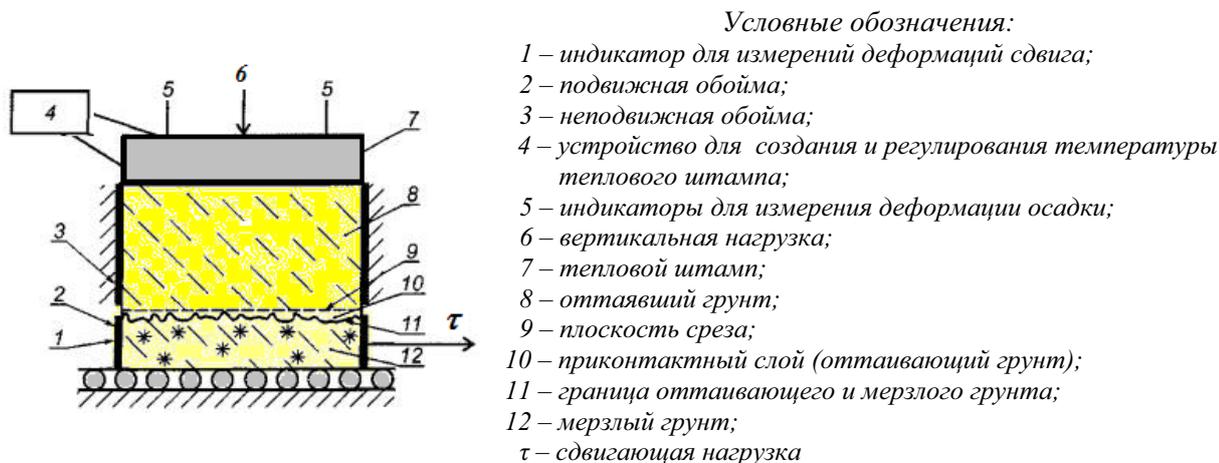


Рис. 8.39. Принципиальная схема установки для определения сопротивления сдвигу оттаивающего грунта на контакте с мерзлым грунтом [47]

Для испытаний используют образцы мерзлого грунта ненарушенного сложения с природной плотностью, влажностью и льдистостью или образцы нарушенного сложения с заданными значениями плотности и влажности. Образцы должны иметь форму цилиндра диаметром не менее 70 мм и высотой 0,6...0,7 диаметра. Образцы мерзлого грунта *ненарушенного сложения* с природной влажностью и льдистостью вырезают из монолита или керна так, чтобы при последующем испытании он имел по отношению к нагрузке ориентацию, соответствующую природному залеганию. Образцы грунта *нарушенного сложения* изготавливают из талого грунта заданного состава, влажности и плотности. Требуемая плотность достигается уплотнением грунта при заполнении рабочих колец. Между рабочими кольцами помещают прокладки для создания зазора между кольцами.

Замораживание грунта производят в холодильных камерах при заданной температуре в специальных формах из оргстекла. Крышку формы устанавливают в зависимости от заданных условий промораживания: при помещении крышки снизу – промораживание идет сверху; при помещении крышки сверху – промораживание идет снизу. Форму с образцом помещают в помещение или холодильный шкаф с заданной отрицательной температурой воздуха.

Во время замораживания измеряют температуру контрольного образца грунта, в который помещают термодатчик. Промораживание заканчивают, когда температура контрольного образца достигнет заданного значения. После этого образец извлекают из формы, герметизируют и сохраняют в эксикаторах (со льдом или снегом) до испытаний. Время хранения не более пяти суток.

Образец грунта в рабочих кольцах помещают в срезной прибор. На образец грунта ставят тепловой штамп и центрируют его. Температура в тепловом штампе создается и регулируется с помощью ультратермостата (циркуляция антифриза или другой незамерзающей жидкости) или других нагревающих устройств. Температура на нижней поверхности штампа не должна превышать 50 °С. Производят регулировку механизма нагрузки. Закрепляют устройства для измерения вертикальных и горизонтальных деформаций, записывают время начала испытаний и начальные показания приборов. На образец грунта передают в одну ступень нормальное давление p , при котором будет производиться сдвиг образца. Значение p принимают по табл. 8.52.

Таблица 8.52

Значения нормального давления

Грунты		Нормальное давление p , МПа
Глинистые и органо-минеральные грунты с показателем текучести I_L	Пески мелкие и пылеватые с коэффициентом водонасыщения S_r	
$I_L < 0,5$	$S_r < 0,50$	0,1; 0,15; 0,2
$0,5 \leq I_L < 1,0$	$0,50 \leq S_r \leq 0,80$	0,05; 0,1; 0,15
$I_L \geq 1,0$	$S_r > 0,80$	0,025; 0,075; 0,125

В процессе оттаивания с помощью щупа (термодатчиков и др.) контролируют температуру грунта в зоне сдвига, т. е. на границе раздела оттаивающего и мерзлого грунта, которая должна быть расположена на 1...3 мм ниже верхней части рабочего кольца в подвижной обойме. Устанавливают зазор 2 мм между подвижной и неподвижной частями срезной коробки.

Сразу после передачи нормальной нагрузки приводят в действие механизм создания срезающей нагрузки и производят срез образца грунта не более чем за 2 мин с момента приложения вертикальной нагрузки.

При передаче сдвигающей нагрузки ступенями их значения не должны превышать 10 % значения нормального давления, при котором производится срез, и приложение ступеней должно следовать через каждые 10...15 с. Испытание следует считать законченным, если при приложении очередной ступени срезающей нагрузки происходит мгновенный срез одной части образца по отношению к другой или общая деформация среза превысит 5 мм.

При передаче непрерывно возрастающей сдвигающей нагрузки скорость среза принимают в интервале 2...3 мм/мин, так, чтобы срез проходил не более чем за 2 мин. За окончание испытаний принимают момент, когда сдвигающая нагрузка достигнет максимального значения, после чего будет наблюдаться некоторое ее снижение или установление постоянного значения, или общая деформация среза превысит 5 мм.

После окончания испытания следует разгрузить образец, извлечь рабочее кольцо с образцом из прибора и отобрать пробы для определения влажности из зоны среза образца.

Для определения частных значений φ и c необходимо провести не менее трех испытаний при различных значениях нормального напряжения. По измеренным в процессе испытания значениям срезающей и нормальной нагрузок вычисляют касательные и нормальные напряжения τ и σ , МПа, по формулам (8.16) и (8.17).

Определение τ_{th} необходимо проводить не менее чем при трех различных значениях ρ , вычитая из каждого значения поправку за счет трения в приборе по заранее построенной тарировочной кривой.

По измеренным в процессе испытания значениям деформации среза l , соответствующим различным напряжениям τ_{th} , строят график зависимости $l = f(\tau_{th})$. По полученным значениям строят график зависимости $\tau_{th} = f(\sigma)$ [47].

Предельное сопротивление оттаивающих глинистых грунтов сдвигу (τ_{th}) после их промерзания существенно снижается по сравнению с предельным сопротивлением сдвигу тех же грунтов до промерзания (τ). Между этими величинами существует закономерная связь, которую можно представить в виде выражения:

$$\tau_{th} = \tau(a - bw_V), \quad (8.19)$$

где a и b – параметры, зависящие от вида, состава грунта и условий его промерзания; w_V – объемная влажность оттаивающего грунта [117].

На основании зависимости (8.19) разработана методика определения величины угла внутреннего трения φ_{th} и удельного сцепления c_{th} оттаивающего грунта путем уменьшения аналогичных характеристик грунтов до промерзания (φ и c) за счет следующих коэффициентов:

$$\varphi_{th} = \varphi / \gamma_{g(\varphi)th} \gamma_m \quad (8.20)$$

и

$$c_{th} = c / \gamma_{g(c)th} \gamma_m, \quad (8.21)$$

где $\gamma_{g(\varphi)th}$ – коэффициент надежности по грунту при его оттаивании для угла внутреннего трения (табл. 8.53); $\gamma_{g(c)th}$ – коэффициент надежности по грунту при его оттаивании для удельного сцепления (табл. 8.54); γ_m – коэффициент, учитывающий влияние интенсивности миграции влаги и морозного пучения грунта на формирование посткриогенной структуры оттаивающего грунта и его прочностные свойства (табл. 8.55) [117].

Показатели прочностных свойств оттаивающих водонасыщенных песчаных грунтов в порядке первого приближения можно определить по формулам:

$$\begin{aligned} \varphi_{th} &= \varphi / \gamma_g, \\ c_{th} &= c / \gamma'_{g(c)th} \gamma'_m, \end{aligned}$$

где γ_g – коэффициент надежности по грунту, учитывающий снижение угла внутреннего трения, обусловленное формированием посткриогенной структуры песков (табл. 8.56); $\gamma'_{g(c)th}$ и γ'_m – понижающие коэффициенты, принимаемые так же, как для супесей (табл. 8.54 и 8.55).

Таблица 8.53

Значения коэффициента $\gamma_{g(\varphi)th}$

Наименование грунтов	Коэффициенты $\gamma_{g(\varphi)th}$ для грунтов с показателем I_L , равным			
	$0 < I_L \leq 0,25$	$0,25 < I_L \leq 0,5$	$0,5 < I_L \leq 0,75$	$I_L > 0,75$
Глины	1,05	1,15	1,20	1,05
Суглинки	1,10	1,25	1,25	1,10
Супеси	1,02	1,10	1,10	1,05

Таблица 8.54

Значения коэффициента $\gamma_{g(c)th}$

Наименование грунтов	Коэффициенты $\gamma_{g(c)th}$ для грунтов с показателем I_L , равным			
	$0 < I_L \leq 0,25$	$0,25 < I_L \leq 0,5$	$0,5 < I_L \leq 0,75$	$I_L > 0,75$
Глины	1,20	1,40	1,60	1,30
Суглинки	1,15	1,35	1,50	1,20
Супеси	1,10	1,20	1,30	1,10

Таблица 8.55

Значения коэффициента γ_m в зависимости от пучинистости (ε_f)

Коэффициенты морозного пучения ε_f , д. ед.	Коэффициенты γ_m
$\varepsilon_f \leq 0,01$	1,00
$0,01 < \varepsilon_f \leq 0,03$	1,15
$0,03 < \varepsilon_f \leq 0,07$	1,30
$0,07 < \varepsilon_f \leq 0,10$	1,50
$\varepsilon_f > 0,10$	1,80

Величина предельного сопротивления оттаивающего грунта сдвигу по всем поверхностям скольжения определяется из выражения

$$\tau_{th} = p_{th} \operatorname{tg} \varphi_{th} + c_{th},$$

где p_{th} – нормальное напряжение по поверхности скольжения, кПа; γ_{th} и c_{th} вычисляются по формулам (8.20), (8.21) [117].

Таблица 8.56

Значение коэффициента γ_g

Наименование песчаных грунтов	Коэффициент надежности γ_g оттаивающих песков в зависимости от плотности сложения		
	Плотное	Средней плотности	Рыхлое
Крупные	1,05	1,10	1,15
Средней крупности	1,15	1,20	1,25
Мелкие	1,20	1,25	1,35
Пылеватые	1,25	1,30	1,45

Определение прочности вдавливанием шарикового штампа в мерзлый грунт.

Вдавливание в грунт шарикового штампа позволяет определить предельно длительное значение эквивалентного сцепления c_{eq} .

Эквивалентным сцеплением c_{eq} , МПа, называется комплексный параметр прочности мерзлого грунта, учитывающий совместно как силы сцепления, так и наличие внутреннего трения, который отражает прочность связей между структурными элементами грунта. Испытание шариковым штампом проводят для определения c_{eq} мелких и пылеватых песков и глинистых грунтов с содержанием органического вещества не более 10 % ($I_r \leq 0,1$), имеющих массивную, тонкослоистую и мелкосетчатую криогенные текстуры при отсутствии в них обломочного материала, кроме их заторфованных засоленных и сыпучемерзлых разновидностей.

Метод **вдавливания шарикового штампа** [17] заключается в том, что в грунт под заданной нагрузкой p вдавливаются жесткий штамп шаровой формы и измеряется глубина

его погружения в процессе вдавливания. По показаниям устройств для измерения деформаций определяют глубину погружения шарикового штампа в грунт в конце испытания (по достижении условной стабилизации деформации или через 8 ч – при ускоренном режиме испытания). При приложении нагрузки в течение 5–10 секунд вычисляемое сцепление будет *мгновенным*.

Предельно длительное значение эквивалентного сцепления определяют по глубине погружения шарикового штампа в образец грунта от заданной постоянной нагрузки при заданной температуре испытаний:

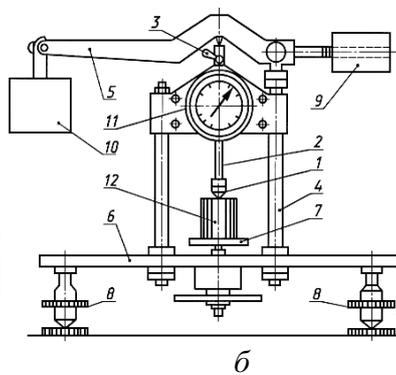
- для незасоленных грунтов от $[T_{bf} + (-0,5)]$ до (-5) °С;
- для засоленных – от $[T_{bf} + (-0,5)]$ до (-8) °С, где T_{bf} – температура начала замерзания грунта.

Для испытаний используют образцы мерзлого грунта ненарушенного сложения с природной влажностью и льдистостью и нарушенного сложения с заданной влажностью. Толщина прослоек льда в образце должна быть не более 2 мм, а льдистость $i \leq 0,4$. При большей льдистости необходимо увеличение диаметра шарикового штампа и колец. Образцы должны иметь форму цилиндра диаметром не менее 70 мм и высотой не менее 35 мм.

В состав установки для испытаний мерзлого грунта шариковым штампом входят (рис. 8.40): шариковый штамп диаметром (22 ± 2) мм с опорной плитой и подвижным столиком; плоский штамп для предварительного обжатия образца грунта; рабочее кольцо для отбора грунта; механизм для вертикального нагружения образца грунта; устройство для измерения глубины погружения шарикового штампа. Наряду с рычажным, допускается применять прибор с одноштоковым нагружением.

После выдерживания образца в рабочем кольце в течение 12 ч при температуре испытания проводят предварительное обжатие образца через плоский штамп давлением, равным напряжению от собственного веса грунта на горизонте отбора образца, в течение 15 с. После обжатия образец разгружают.

Образец грунта в рабочем кольце помещают на подвижный столик установки и производят следующие операции: покрывают образец защитным кружком из глянцево-парафинированной бумаги или полиэтиленовой пленки, в котором должно быть вырезано отверстие диаметром, на 2...3 мм превышающим диаметр шарикового штампа; устанавливают на образец грунта шариковый штамп и центрируют его, фиксируя момент касания шариком поверхности грунта по показаниям приборов для измерения деформаций образца грунта; закрепляют стержень штампа стопорным винтом; записывают начальные показания приборов или включают автоматическую запись.



Условные обозначения:

- 1 – шариковый штамп;
- 2 – подвижной стержень с держателем шарика;
- 3 – ручка стопорного винта;
- 4 – стойки;
- 5 – рычажный пресс (с соотношением плеч рычага 5:1);
- 6 – опорная плита;
- 7 – подвижной столик;
- 8 – уравнительные винты;
- 9 – контргруз;
- 10 – гири;
- 11 – индикатор деформаций;
- 12 – образец грунта

Рис. 8.40. Шариковый штамп:

а – установка производства ООО «НПП «Геотек»» [140]; б – принципиальная схема установки для испытания мерзлого грунта шариковым штампом

Значение нагрузки определяют из условия, что давление в образце на первой ступени нагружения должно быть равным напряжению от собственного веса грунта на глубине отбора образца, а на последней – расчетному сопротивлению грунта под подошвой фундамента R , задаваемому программой испытаний. В значительной степени оно зависит от температуры грунта, времени действия и величины нагрузки: $c_{eq} = f(T, t, P)$. Ориентировочную нагрузку можно принять в зависимости от состояния грунтов в соответствии с табл. 8.57.

Таблица 8.57

Величина ориентировочной нагрузки на образец грунта

Вид грунта	Состояние мерзлого грунта	Величина нагрузки, Н
Мелкие пески и супеси	Пластичномерзлый	40
	Твердомерзлый	50
Глины и суглинки	Пластичномерзлый	20
	Твердомерзлый	30

Величина нагрузки на шариковый штамп назначается из условия:

$$0,005d < S_{15} < 0,05d,$$

где d – диаметр шарикового штампа, см; S_{15} – глубина погружения шарикового штампа в образец грунта через 15 мин после приложения нагрузки, см.

При несоблюдении условия следует произвести корректировку нагрузки. Если осадка превышает рекомендуемое значение или не достигает его, то нагрузку следует соответственно уменьшить или увеличить и опыт перезапустить.

К образцу грунта плавно, не допуская ударов, прикладывают постоянную нагрузку. Отсчеты по приборам для измерения вертикальной деформации образца грунта при испытании в ускоренном режиме (8 ч) снимают через 1, 5, 10, 15, 20, 30, 60 и 120 мин после приложения нагрузки, затем не реже чем через 2 ч, далее – при длительном испытании – два раза в сутки (в начале и конце рабочего дня) до условной стабилизации деформации, или ведется автоматическая запись с теми же интервалами.

Для каждого вида грунта рекомендуется проводить серию, состоящую не менее чем из 6 восьмичасовых опытов (для одного значения температуры). Один опыт (при обосновании 2–4 опыта) из каждой серии должен быть длительным.

Испытание заканчивают через 8 ч после начала опыта (по ускоренной программе) или после достижения условной стабилизации глубины погружения шарикового штампа. За критерий условной стабилизации деформации принимают приращение вертикальной деформации, не превышающее 0,01 мм за 12 ч.

Повторные испытания на том же образце могут быть проведены при соблюдении условия: центр следующего погружения шарикового штампа должен отстоять от границ предыдущих отпечатков шарика и от края образца не менее чем на половину диаметра шарика.

В процессе испытания фиксируют глубину погружения шарикового штампа во времени, при заданной нагрузке, а также температуру. По показаниям устройств для измерения деформаций определяют глубину погружения шарикового штампа в грунт в конце испытания (через 8 ч – при ускоренном режиме испытания или по достижении условной стабилизации деформации).

Предельно длительное значение эквивалентного сцепления мерзлого грунта c_{eq} , МПа, определяют с точностью 0,01 МПа по формуле

$$c_{eq} = 0,06 \cdot k \frac{P}{dS},$$

где P – нагрузка на шариковый штамп, кН; d – диаметр шарикового штампа, см; S – глубина погружения шарикового штампа в грунт в конце испытания, см; k – безразмерный коэффициент, равный 1 при испытаниях до условной стабилизации деформации и 0,8 – при ускоренном режиме.

Для практических расчетов величины предельно длительного эквивалентного сцепления по данным восьмичасовых испытаний можно пользоваться переходным коэффициентом K_n , получаемым из соотношения:

$$K_p = c_{eq}^{\Delta n} / c_{eq}^8,$$

где $c_{eq}^{\Delta n}$ – величина эквивалентного сцепления, полученная по результатам длительных испытаний, кПа; c_{eq}^8 – величина эквивалентного сцепления, полученная по результатам восьмичасовых испытаний, кПа.

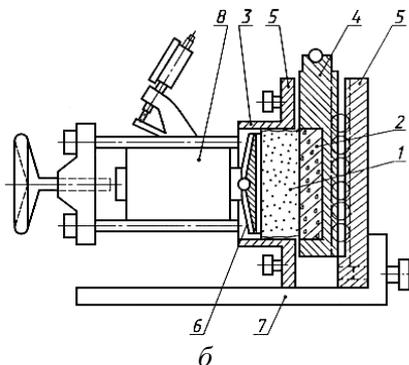
Испытание мерзлого грунта методом одноплоскостного среза по поверхности смерзания проводят для определения следующих характеристик прочности:

- сопротивления срезу (при необходимости также угла внутреннего трения и удельного сцепления) мерзлого грунта, грунтового раствора и льда по поверхности их смерзания с материалом фундамента R_{af} ;
- сопротивления срезу мерзлого грунта по поверхности смерзания с другим грунтом или грунтовым раствором R_{sh} ;
- сопротивления срезу льда по поверхности смерзания с грунтом или грунтовым раствором $R_{sh,i}$.

Эти характеристики определяют по результатам испытаний образцов грунта в одноплоскостных срезных приборах с фиксированной плоскостью среза путем приложения к образцу грунта, смороженного с образцом материала фундамента, грунтовым раствором или льдом, касательной нагрузки при одновременном нагружении образца нагрузкой, нормальной к плоскости среза. Предельно длительные значения сопротивления срезу мерзлого грунта по поверхности смерзания R_{af} , R_{sh} или $R_{sh,i}$ определяют как наибольшие касательные напряжения, при которых произошла стабилизация деформации среза образца при заданном нормальном напряжении.

Для испытаний используют образцы грунта или грунтового раствора ненарушенного и нарушенного сложений. Образцы должны иметь форму цилиндра диаметром не менее 70 мм и высотой от 1/2 до 1/3 диаметра. Диаметр образца материала должен быть равным диаметру образца грунта.

В состав установки для испытания мерзлого грунта методом одноплоскостного среза по поверхности смерзания должны входить: срезной прибор с фиксированной плоскостью среза (горизонтальной или вертикальной, рис. 8.41, а и б); рабочее кольцо для образца грунта, грунтового раствора, льда; формы для смораживания образца грунта с материалом фундамента, грунтовым раствором, льдом и грунтом; механизмы для создания касательной и нормальной нагрузок; устройства для измерения деформаций образца. Конструкция срезного прибора должна обеспечивать возможность приложения удельной касательной нагрузки не менее 0,7 МПа для длительных опытов и 1,5 МПа для кратковременных.



Условные обозначения:

- 1 – мерзлый грунт;
- 2 – материал;
- 3 – рабочее кольцо;
- 4 – срезная каретка;
- 5 – корпус прибора;
- 6 – боковой штамп;
- 7 – опорная плита;
- 8 – динамометр

Рис. 8.41. Установка одноплоскостного среза для определения сопротивления мерзлого грунта срезу по поверхности смерзания: а – прибор производства ООО «НПП «Геотек»» [140]; б – схема одноплоскостного срезного прибора типа ПРС [17]

Формы для смораживания изготавливают из материала низкой теплопроводности (например, органического стекла). Толщина стенок колец формы из органического стекла должна быть не менее 20 мм. Конструкция формы должна обеспечивать возможность одностороннего промораживания образца через его торцевые поверхности и исключать отжатие и отток воды из грунта при его промораживании.

Подготовленный к испытанию образец помещают в срезную коробку прибора, закрепляют так, чтобы плоскость смерзания располагалась в зазоре между подвижной и неподвижной частями прибора, составляющем 1...2 мм; устанавливают на образец грунта штамп для передачи нормального давления и центрируют его; закрепляют устройства для измерения деформаций образца грунта; устанавливают срезной прибор на станину под пресс и центрируют; освобождают подвижную часть срезной коробки, присоединяют к ней механизм для создания касательной нагрузки; записывают начальные показания устройств для измерения деформаций образца и фиксируют время начала испытания.

К образцу грунта плавно, не допуская ударов, прикладывают нормальную нагрузку и затем первую ступень касательной нагрузки.

Значение нормального давления, при котором проводят испытание, назначают в зависимости от напряженного состояния грунтового массива, с учетом глубины залегания испытываемого образца, или определяют в программе испытаний. При отсутствии данных это давление принимают равным 0,1 МПа.

Значение первой ступени касательной нагрузки Q_1 и ступени последующего нагружения ΔQ , кН, при испытаниях по определению R_{af} , R_{sh} и $R_{sh,i}$ следует устанавливать в соответствии с заданием, а при его отсутствии – определять на основании результатов предварительно проведенных испытаний при непрерывном быстром воздействии нагрузки по формуле:

$$Q_1 = 0,1R_{af, o}S_{af}$$

где $R_{af, o}$ – условно-мгновенное сопротивление срезу, МПа.

Далее увеличивают касательную нагрузку ступенями нагружения ΔQ , кН, значения которых при отсутствии задания определяют по формуле:

$$\Delta Q = Q_1/2.$$

При недостаточном количестве образцов значения Q_1 и ΔQ могут быть определены по формулам: $Q_1 = \tau_1 S_{af}$, $\Delta Q = \Delta\tau S_{af}$, где τ_1 – касательное напряжение, МПа, принимаемое по табл. 8.58; S_{af} – площадь смерзания образца грунта с образцом материала фундамента, см²; $\Delta\tau$ – приращение касательного напряжения на каждой ступени нагружения, МПа, принимаемое по табл. 8.59.

Таблица 8.58

Значение касательного напряжения на первой ступени нагружения

Грунты	Значение касательного напряжения τ_1 , МПа, на первой ступени нагружения при температуре образца грунта, °С									
	-1	-1,5	-2	-2,5	-3	-3,5	-4	-6	-8	-10
	При определении R_{af}									
Пески	0,09	0,11	0,14	0,16	0,18	0,20	0,23	0,26	0,31	0,35
Глинистые	0,07	0,09	0,11	0,13	0,14	0,16	0,18	0,21	0,24	0,27
	При определении R_{sh}									
Пески	0,12	0,15	0,17	0,19	0,21	0,22	0,24	0,29	0,34	0,38
Глинистые	0,08	0,10	0,12	0,13	0,15	0,16	0,18	0,21	0,24	0,27

Приращение касательного напряжения на каждой ступени нагружения

Температура испытываемого образца грунта, °С	Приращение касательного напряжения $\Delta\tau$, МПа
От 0 до -1	0,01
От -1 до -3	0,02
От -3 до -6	0,03
Ниже -6	0,04

Значения τ_1 при определении сопротивления срезу мерзлых грунтов, грунтовых растворов по поверхности смерзания R_{af} с металлическим материалом фундамента следует принимать с коэффициентом 0,7. Значения τ_1 при определении R_{sh} при смораживании разнородных грунтов следует принимать для наименее прочного грунта. Если на первой ступени нагружения наблюдается незатухающая ползучесть, значения τ_1 необходимо уменьшить в 2 раза.

При определении $\Delta\tau$ учитывают уменьшение площади сдвига в течение испытания. Отсчеты по приборам для измерения вертикальной деформации образца грунта при испытании в ускоренном режиме (8 ч) снимают через 1, 5, 10, 15, 20, 30, 60 и 120 мин после приложения нагрузки, затем не реже чем через 2 ч, далее – при длительном испытании – два раза в сутки (в начале и конце рабочего дня) до условной стабилизации деформации, или ведется автоматическая запись с такими же интервалами.

За критерий условной стабилизации деформации принимают приращение вертикальной деформации, не превышающее 0,01 мм за 12 ч.

Если на очередной ступени нагружения стабилизации деформации не наблюдается, то нагрузку выдерживают до возникновения деформирования с постоянной скоростью, которое считается достигнутым, когда скорость деформирования в течение двух следующих друг за другом 12-часовых интервалов сохраняется постоянной.

Испытание заканчивают, когда деформирование с постоянной скоростью установлено не менее, чем для двух ступеней касательной нагрузки. После окончания испытания отбирают пробы для определения влажности из зоны среза.

При проведении испытания при непрерывном быстром возрастании нагрузки к образцу плавно, не допуская ударов, прикладывают касательную нагрузку, увеличивая ее непрерывно и обеспечивая такую постоянную скорость деформирования образца, чтобы время от начала испытания до момента разрушения образца составляло 20...40 с.

В процессе испытания производят автоматическую запись касательной нагрузки на образец, а при отсутствии системы автоматической записи фиксируют нагрузку Q_0 , кН, в момент разрушения образца.

По результатам испытаний при непрерывном быстром возрастании нагрузки определяют условно-мгновенное значение сопротивления срезу мерзлого грунта, льда по поверхности смерзания $R_{af,0}$, МПа, по формуле

$$R_{af,0} = Q_0 / A_{af}$$

В процессе испытаний строят график зависимости деформаций грунта l во времени при различных значениях касательного напряжения (рис. 8.42, а).

Предельно длительное значение сопротивления срезу R_{af} , R_{sh} , $R_{sh,i}$ определяют как наибольшее касательное напряжение, при котором произошла стабилизация деформации образца при заданном нормальном напряжении по кривой «деформация-нагрузка» и по графику $\ln(l) - \ln(\tau)$ (рис. 8.42, б). При определении R_{af} , R_{sh} , $R_{sh,i}$ вводят поправку на трение в срезном приборе по заранее построенной тарировочной кривой [17].

Предварительно определить расчетное сопротивление мерзлого грунта или грунтового раствора сдвигу по боковой поверхности смерзания фундамента можно по табл. 8.60 [104].

Расчетные сопротивления мерзлого грунта или грунтового раствора сдвигу по боковой поверхности смерзания фундамента [104]

Грунты	Расчетные сопротивления мерзлых грунтов R_{qf} , кПа (кгс/см ³), при температуре грунта, °С											
	-0,3	-0,5	-1	-1,5	-2	-2,5	-3	-3,5	-4	-6	-8	-10
Глинистые	40 (0,4)	60 (0,6)	100 (1,0)	130 (1,3)	150 (1,5)	180 (1,8)	200 (2,0)	230 (2,3)	250 (2,5)	300 (3,0)	340 (3,4)	380 (3,8)
Песчаные	50 (5,0)	80 (8,0)	130 (1,3)	160 (1,6)	200 (2,0)	230 (2,3)	260 (2,6)	290 (2,9)	330 (3,3)	380 (3,8)	440 (4,4)	500 (5,0)

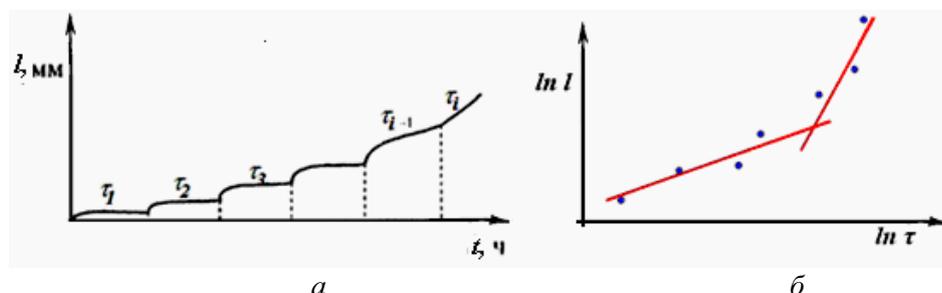


Рис. 8.42. Зависимость деформаций грунта от времени при различных значениях касательного напряжения (а); логарифмическая зависимость деформаций грунта от времени (б)

Закономерности формирования прочности на сдвиг мерзлых грунтов в течение последнего столетия изучали Ю.Я. Велли, С.С. Вялов, С.Е. Гречишев, Б.И. Далматов, Б.Н. Достовалов, Ю.К. Зарецкий, А.А. Коновалов, В.Н. Разбегин, Л.Т. Роман, Н.А. Цытович и др. Ими установлены внутренние и внешние факторы, определяющие прочность на сдвиг мерзлых грунтов. Среди внутренних факторов необходимо иметь в виду их минеральный состав и дисперсность, влияние влажности-льдистости, засоленности и др.

В зависимости от дисперсности, которая взаимообусловлена минеральным составом грунтов, прочность на сдвиг мерзлых грунтов в целом (при прочих одинаковых условиях) увеличивается в ряду: *лед* < *глина* < *суглинок* < *супесь* < *песок*.

Снижение прочности на сдвиг мерзлых грунтов с ростом дисперсности обусловлено, прежде всего, увеличением содержания в них незамерзшей воды, снижающей и величину сцепления, и величину угла внутреннего трения. Наибольшей прочностью смерзания обладают среднезернистые пески, меньшей – пески крупнозернистые, а минимальной – гравийные и галечные грунты, у которых вклад ледяных цементационных связей в сцепление незначителен. Снижение прочности смерзания глинистых грунтов по сравнению со среднезернистыми песками обусловлено влиянием незамерзшей воды.

Влияние засоленности на прочность мерзлых грунтов при сдвиге проявляется в том, что растворенные в поровом растворе соли оказывают влияние на формирование структурных связей между различными элементами грунта. При одной и той же засоленности грунта (D_{sal}) концентрация электролита его порового раствора (C_{ps}) зависит от влажности и уменьшается с увеличением последней. Поэтому влияние засоленности на прочность мерзлых грунтов снижается с увеличением суммарной влажности (w_{tot}). С ростом засоленности мерзлого грунта и увеличением концентрации электролита порового раствора происходит закономерное снижение прочностных параметров различных мерзлых дисперсных грунтов на сдвиг. Это объясняется увеличением количества незамерзшей воды и понижением температуры начала замерзания.

Среди внешних факторов, влияющих на прочность мерзлых грунтов при сдвиге, кроме вида напряженного состояния и условий нагружения необходимо учитывать температуру. Многочисленные исследования показывают, что с повышением температуры мерзлых грунтов параметры сопротивления сдвигу у них закономерно уменьшаются: снижается величина сцепления и угол внутреннего трения [50].

8.4.1.3. Определение показателей прочности скального грунта при срезе со сжатием

Пределом прочности горной породы при срезе со сжатием называется предельное напряжение, при котором происходит разрушение породы под воздействием силы, в одной плоскости и под разными углами среза.

Для определения пределов прочности горных пород применяют: установку колонкового бурения или станок сверлильный для выбуривания образцов из проб горных пород; машину камнерезную, машины испытательные или прессы, максимальное усилие которых не менее чем на 20 % превышает предельную нагрузку на образец; устройство испытательное, размещаемое на опорной плите испытательной машины (пресса), содержащее сменные разъемные матрицы (рис. 8.43) с вкладышами с разрезными обоймами для установки образца под углами наклона $\Theta = 25^\circ, 35^\circ, 45^\circ$ и опорное приспособление в виде стальных плит с роликовой постелью. Режущие кромки вкладышей должны быть расположены в одной диаметральной или срединной плоскости образца [24].

Для испытания цилиндрические или призматические образцы выбуривают или вырезают на камнерезной машине из штурфов и кернов, их торцевые поверхности шлифуют. Образцы из гигроскопических пород изготавливают без применения промывочной жидкости и до начала испытания хранят в эксикаторе.

Образцы пород для испытаний должны иметь форму цилиндра с диаметром 42 ± 2 мм, (допускаемым от 30 до 75 мм), с отношением высоты к диаметру $1,0 \pm 0,1$. Средний диаметр образца должен быть меньше внутреннего диаметра обоймы не более чем на 0,2 мм. Торцевые поверхности образца должны быть плоскими, параллельными друг другу и перпендикулярными к боковой поверхности. Значения отклонений должны быть не более 0,2 мм. Образцы одной выборки должны иметь одинаковые размеры: допускаются отклонения значений диаметра (стороны квадрата) каждого образца от среднего арифметического значения не более $\pm 0,1$ мм и высоте не более $\pm 2,0$ мм. Количество образцов для испытания при каждом из углов наклона ($\Theta = 25^\circ, 35^\circ, 45^\circ$) должно быть не менее 6.

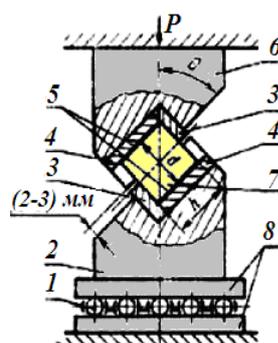
Образец помещают в матрицу испытательного устройства. Между образцом и обоймами матрицы прокладывают фольгу. Собранный с образцом матрицу вместе с опорным приспособлением устанавливают в центре опорной плиты пресса, располагая оси роликов параллельно срезающим кромкам матрицы. Образец нагружают равномерно со скоростью роста срезающих напряжений 15 МПа/с до полного разрушения по плоскости среза. Значение разрушающей силы P , зафиксированное силоизмерителем испытательной машины (пресса), определяют в килоньютонах.

При необходимости определяют влажность испытанного образца. Для этого выбирают обломки образца и помещают их в бюксы не позже чем через 10 мин после выполнения испытаний. Влажность фиксируют в журнале испытаний.

Предел прочности при срезе (τ) и нормальное сжимающее напряжение σ , МПа, вычисляют по формулам:

$$\tau = \frac{10P}{S} \cdot \cos \Theta, \quad \sigma = \frac{10P}{S} \cdot \sin \Theta,$$

где P – разрушающая сила, кН; Θ – угол между плоскостью среза и направлением действия разрушающей силы, град.; $S = h$; σ – площадь плоскости среза образца, см².



- Условные обозначения:
- 1 – роликовая постель;
 - 2 – нижняя матрица;
 - 3 – вкладыши;
 - 4 – обоймы;
 - 5 – фольга;
 - 6 – верхняя матрица;
 - 7 – образец;
 - 8 – плиты

Рис. 8.43. Разъемные матрицы с вкладышами с разрезными обоймами для установки образца под углами наклона $25^\circ, 35^\circ, 45^\circ$

Обработку результатов испытаний образцов при одном угле среза Θ производят в следующем порядке: вычисляют среднее арифметическое значение предела прочности, среднее квадратическое отклонение и коэффициент вариации [24].

Сопротивление сдвигу скальных грунтов. К основным внутренним факторам, свойственным грунту и влияющим на его прочность при сдвиге, относятся: комплекс структурно-текстурных особенностей (тип структурных связей, их прочность, зернистость, однородность структуры, тип текстуры, пористость, трещиноватость), а также наличие, состав и количество поровой жидкости.

Скальные грунты обладают высоким сцеплением, намного превышающим сцепление связных дисперсных грунтов. Особенно велико сцепление у монолитных скальных грунтов по сравнению с трещиноватыми и выветрелыми разностями. Величина сцепления скальных грунтов соизмерима с прочностью на одноосное сжатие и у некоторых типов грунтов достигает сотен мегапаскалей. Как отмечалось выше, тип преобладающих структурных связей и их прочность, тип контакта между структурными элементами в первую очередь влияют на прочность грунта при сдвиге. Соответственно, при испытаниях грунтов на сдвиг (по любой схеме) или трехосное сжатие величины внутреннего трения и сцепления также будут зависеть от преобладающего типа контактов: максимальные значения φ и c будут у скальных грунтов с прочными фазовыми контактами, а наименьшие – у скальных грунтов с преобладанием смешанных и переходных контактов. Величина сцепления скальных грунтов зависит от зернистости: мелкокристаллическим разностям свойственно большее сцепление, чем крупнокристаллическим. Сцепление также зависит от однородности структуры грунта, с увеличением доли различных микротрещин, пустот и дефектов его величина снижается.

Анизотропные скальные грунты обладают различными значениями сцепления и угла внутреннего трения при сдвиге по разным направлениям. Особенно сильно это проявляется в слоистых скальных грунтах с ориентированной текстурой. Грунты со слоистой текстурой будут иметь явно выраженную анизотропию прочности вдоль и поперек слоистости. Для ее характеристики используют коэффициент анизотропии прочности: $K_a = R_{\parallel} / R_{\perp}$, где R_{\parallel} и R_{\perp} – значения предела прочности грунта (сцепления, угла внутреннего трения) соответственно вдоль и поперек слоистости [50].

8.4.2. Определение угла естественного откоса грунтов

Углом естественного откоса φ_0 , град., называется угол, при котором неукрепленный откос песчаного грунта сохраняет равновесие или угол наклона поверхности свободно насыпанного грунта к горизонтальной плоскости.

Определение угла естественного откоса имеет важное значение при проектировании грунтовых сооружений: насыпных и намывных плотин, дорожных насыпей, дамб обвалования, хвостохранилищ, а также для оценки устойчивости естественных откосов и для проведения мероприятий по их укреплению.

В тех случаях, когда сопротивление сдвигу частиц определяется лишь силами трения, угол естественного откоса совпадает с углом внутреннего трения ($\varphi = \varphi_0$). Однако в реальных грунтах сопротивление сдвигу зависит не только от сил трения, но также от зацепления частиц и других факторов, влияющих на φ , т. е.

$$\varphi = \varphi_{\tau} + \varphi_{\text{з}} + \varphi_{\text{с}} + \dots,$$

где φ_{τ} – составляющая за счет трения; $\varphi_{\text{з}}$ – то же, за счет зацепления; $\varphi_{\text{с}}$ – то же, за счет среза частиц.

Составляющая φ_{τ} зависит от минерального состава частиц, наличия поверхностных пленок и др., $\varphi_{\text{з}}$ – от шероховатости поверхности и плотности упаковки частиц, а $\varphi_{\text{с}}$ – от окатанности и формы частиц грунта. Поэтому значения φ и φ_0 обычно различаются, особенно для плотных и неоднородных по структуре песков. Однако угол естественного от-

коса φ_0 является легко определяемой и удобной характеристикой прочности несвязных грунтов. Способ применяется только для приближенного определения величины внутреннего трения сыпучих грунтов – чистых песков. В чистых песках приближенно величина угла внутреннего трения соответствует углу естественного откоса, т. е. углу, при котором неукрепленный откос песчаного грунта является устойчивым [50].

Угол естественного откоса определяют на приборе УВТ (рис. 8.44), который состоит из металлического столика-поддона, обоймы и резервуара. Поддон установлен на трех опорах и перфорирован отверстиями диаметром 0,8...1,0 мм для водонасыщения песка. Шкала, укрепленная в центре столика-поддона, имеет деления от 5° до 45° , по которым определяется угол откоса.



Рис. 8.44. Прибор для определения угла естественного откоса песчаных грунтов:
 а – схема прибора: 1 – резервуар; 2 – крышка резервуара; 3 – обойма; 4 – столик; 5 – перфорированное дно;
 б – шкала; 7 – опора; б – общий вид приборов

Определение угла естественного откоса в воздушно-сухом состоянии. На столик устанавливают обойму, в которую через воронку насыпают песок до ее заполнения, слегка постукивая по обойме. Осторожно, стараясь не рассыпать песок, вертикально поднимают обойму и по вершине образовавшегося песчаного конуса берут отсчет по шкале.

Опыт повторяют 3 раза и рассчитывают среднее арифметическое показание. Расхождение между повторными определениями не должно превышать 1 градус.

Определение угла естественного откоса песка под водой. После заполнения обоймы песком резервуар наполняют водой и после полного насыщения пробы определяют угол естественного откоса.

Для предварительного назначения откосов котлованов и карьеров рекомендуется руководствоваться значениями углов, близкими к углам естественного откоса грунта (табл. 8.61).

Таблица 8.61

Угол естественного откоса насыпных грунтов

Наименование грунта	Угол естественного откоса φ_0 , град.		
	Сухой	Влажный	Мокрый
Органический	40	35	25
Песчаный	28	35	25
Гравийно-песчаный	45	40	35
Суглинок	45...50	35...40	25...30
Глина	45...60	35	15...20
Скальный грунт	45	40	40

На величину угла естественного откоса (φ_0) несвязных грунтов влияет однородность их гранулометрического состава: монодисперсные грунты обладают большим значением φ_0 , чем полидисперсные грунты такого же минерального состава. Это объясняется тем, что в смеси мелкие частицы заполняют промежутки между крупными, что облегчает их смещение по поверхности откоса.

Большое влияние на трение между частицами несвязного грунта оказывает наличие в грунте жидкостей, присутствие которых снижает φ_0 . В несвязных песчаных грунтах влажность существенно влияет на угол внутреннего трения. С ростом влажности песка до максимальной молекулярной влагоемкости величина φ_0 закономерно снижается за счет постепенного уменьшения трения и достигает минимума при максимальной молекулярной влагоемкости. Дальнейшее увеличение влажности песка приводит к образованию капиллярной связности между частицами; за счет этого угол внутреннего трения начинает увеличиваться и достигает максимума при влажности капиллярной влагоемкости, когда силы капиллярного притяжения между частицами наибольшие. Последующее увеличение влажности песка снижает капиллярную связность, трение на контактах частиц снижается, и угол внутреннего трения постепенно уменьшается, достигая минимального значения в состоянии полного водонасыщения песка [50].

8.4.3. Сопротивление грунтов одноосному растяжению

Сопротивление грунта растяжению соответствует критерию его прочности, когда растягивающие усилия достигают предельного значения. Пределом прочности горной породы при одноосном растяжении R_p , МПа, называется предельное одноосное растягивающее напряжение, при котором происходит разрушение породы. Методы определения R_p применяются для горных пород с пределом прочности при одноосном растяжении не менее 0,5 МПа. Деформации растяжения характерны для верхних зон оползающих откосов, а также для толщ горных пород, оседающих над выработанным пространством при подземной выемке полезных ископаемых. Разрыв грунта происходит под действием растягивающих нормальных давлений, возникающих в массиве грунта в результате действия гравитационных сил (на бровке откоса), горизонтального давления воды (в основании верхней грани плотины), неравномерного термического расширения и сжатия, а также усадки различных участков породы и т. д. Под действием растягивающего напряжения происходит разрыв грунта, что выражается в появлении трещин отрыва. Знание величины прочности породы на разрыв необходимо при установлении допустимой крутизны откосов, при расчете радиальных деформаций и допустимых напряжений в напорных тоннелях, при проектировании бетонных плотин и других сооружений.

Для одного и того же грунта прочность на растяжение всегда меньше прочности на сжатие, т. е. $R_c > R_p$. Это обусловлено тем, что при растяжении за счет разрыва структурных связей развиваются большие необратимые деформации, тогда как при сжатии часть структурных связей может лишь деформироваться, но не разрушаться. Только лишь для идеально пластичных тел в условиях так называемого чистого сдвига (когда $\tau = \sigma_1 = -\sigma_3$) величины R_c и R_p становятся равны. Поэтому растягивающие напряжения оказываются одними из самых опасных при разрушении массивов грунтов.

Косвенным методом, позволяющим определить условно-мгновенное сопротивление пород разрыву, является раскалывание. Метод основан на решении задачи Герца в теории упругости, из которого следует, что растягивающие напряжения, перпендикулярные к плоскости действия внешних сил, имеют постоянную величину и равномерно распределены по диаметру образца. Испытания проводятся с целью определения предела прочности на одноосное растяжение образцов произвольной формы в направлении, перпендикулярном к слабейшему сечению, проходящему через ось нагружения образца. Данный метод называется «бразильским». В настоящее время используются его различные варианты (рис. 8.45) [23]. В приборах могут использоваться образцы различной формы (рис. 8.47, б), сжимающая нагрузка может передаваться с помощью инденторов – клиньев, плит, стержней и др.

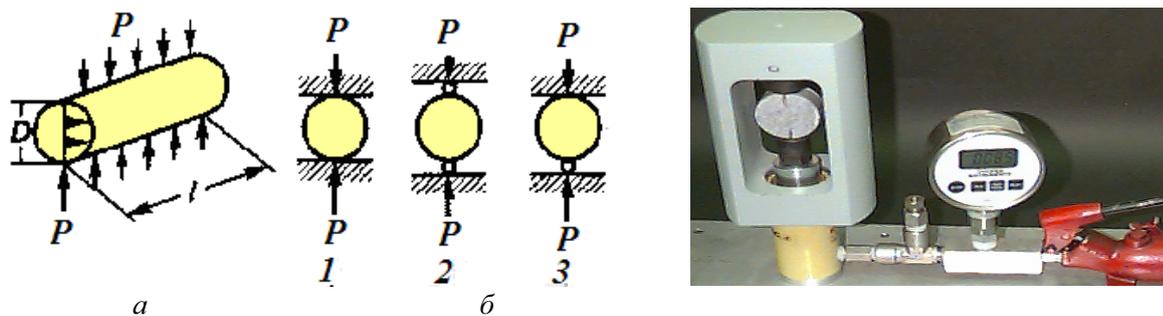


Рис. 8.45. Определение прочности грунтов «бразильским» методом:

a – схема нагружения образца; *б* – варианты «бразильского» метода: 1 – сжатие по образующей между двумя плитами (фотография справа); 2 – с помощью двух проволок; 3 – с помощью плиты и проволоки

Для горных пород существует несколько методов определения предела прочности при одноосном растяжении породы по образцам, изготавливаемым из представительной породной пробы [23].

1. Метод разрушения цилиндрических и призматических образцов прямым растяжением. Предназначен для определения предела прочности породы по слабейшему поперечному сечению образца при одноосном растяжении в направлении его оси, заданном относительно слоения (слоистости) породы.

Испытание заключается в измерении разрушающей силы при продольном растяжении цилиндрических или призматических образцов грунта через стальные обоймы загрузочного устройства.

Размеры и объем породной пробы должны обеспечивать изготовление образцов необходимого количества, размеров и ориентировки относительно слоистости. Допускается производить консервацию проб полиэтиленовой пленкой или другими водонепроницаемыми материалами, не вступающими во взаимодействие с породой. При отборе проб гигроскопических пород (каменные соли, аргиллиты и т. п.) дополнительно отбирают несколько кусков размером не менее $30 \times 30 \times 10$ мм и общей массой не менее 200 г для определения исходной влажности пробы и сразу же помещают в бюксы, которые для герметизации обматывают клейкой лентой.

Для определения пределов прочности горных пород применяют: установку колонкового бурения или вертикально-сверлильный станок, или радиально-сверлильный станок для выбуривания образцов; машину камнерезную; пресс с гидравлическим приводом или универсальную испытательную машину мощностью, на 20...30 % превышающей разрушающую силу; станок обдирочно-шлифовальный; устройство нагрузочное, обеспечивающее центральное и соосное приложение растягивающего усилия к образцу. Для испытания грунтов на растяжение существуют несколько типов приборов, таких как рычажная установка, прибор конструкции ВНИМИ, ВОДГЕО, прибор Цытовича и др.

Образцы готовят из кернов выбуриванием на буровом станке или вырезанием на камнерезной машине с ориентировкой длины образца относительно слоистости породы в соответствии с целью проведения испытания. Образцы из негигроскопических пород готовят с применением промывочной жидкости. Образцы из гигроскопических пород готовят без применения промывочной жидкости и до начала испытания хранят в эксикаторе.

Размеры образцов должны соответствовать следующим требованиям: предпочтительный диаметр d (сторона квадрата a) при массовых испытаниях 42 ± 2 мм ($a = 40 \pm 1$ мм), допускаемый диаметр от 30 до 60 мм включительно (a – от 20 до 60 мм), отношение высоты к диаметру $h:d$ не менее 2:1. Количество образцов должно быть не менее 6 и обеспечивать относительную погрешность результатов испытания не более 20 % при надежности не ниже 0,8.

Концевые части боковой поверхности образца соединяют скрепляющим материалом с обоймами нагрузочного устройства, обеспечивая совместной сборкой центрирование образца в обоймах и их соосность. После затвердения скрепляющего материала образец, смонтированный в нагрузочном устройстве, помещают в испытательную машину и нагружают до разрушения равномерно со скоростью 1...5 МПа/с.

При необходимости определяют влажность пробы непосредственно при испытании. Для этого обломки образцов помещают в бюксы не позже чем через 10 мин после выполнения испытаний и взвешивают.

Предел прочности при одноосном растяжении (в МПа) для каждого образца вычисляют по формуле

$$R_p = \frac{10P}{S}, \quad (8.22)$$

где P – разрушающая образец сила, кН; S – площадь поперечного сечения образца, см².

Обработку результатов испытаний n образцов производят в следующем порядке. Вычисляют среднее арифметическое значение по пробе предела прочности R_c , среднее квадратическое отклонение и коэффициент вариации. Вычисления производят с точностью округления: частных значений и среднего арифметического значения, а также среднего квадратического отклонения предела прочности до 0,01 МПа (при этом значения менее 10 МПа оставляют без изменения, а значения более 10 МПа округляют до 0,10 МПа), значения коэффициента вариации – до 1 %.

2. Метод разрушения цилиндрических образцов сжатием по образующим. Предназначен для массовых испытаний с целью определения предела прочности горной породы по заданному сечению образца при одноосном растяжении в направлении, заданном относительно слоения (слоистости) породы. Сущность метода заключается в измерении значения разрушающей силы, приложенной через стальные встречно направленные плиты или клинья нагрузочного устройства к образующим образца на его диаметральной сечении, ориентированном относительно слоистости породы.

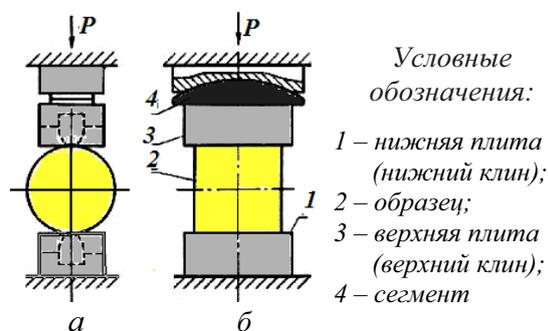


Рис. 8.46. Оборудование для передачи нагрузки:

а) клинья стальные;

б) цилиндрический сегментный шарнир

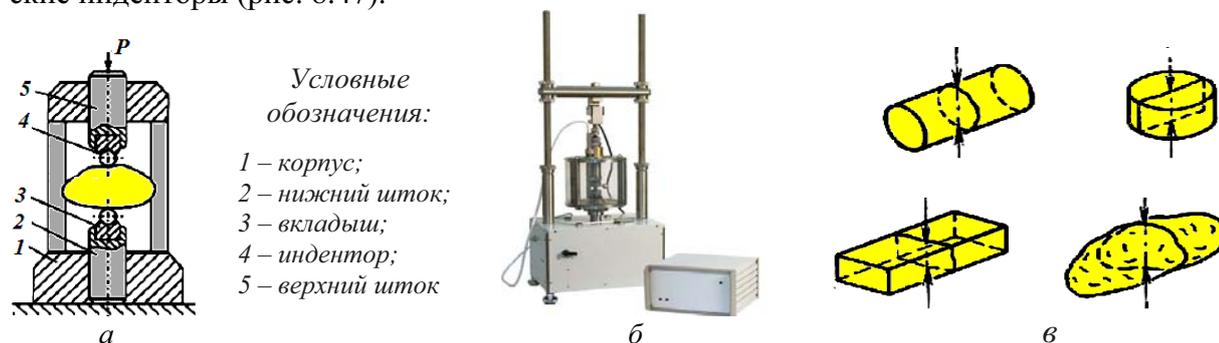
Для проведения испытаний применяют оборудование, перечисленное в методе разрушения цилиндрических и призматических образцов прямым растяжением, оборудование для изготовления образцов, машины испытательные или прессы; плиты стальные толщиной не менее 0,3 диаметра образца с плоскими рабочими поверхностями (отклонение от плоскостности не более 0,02 мм); клинья стальные с радиусом закругления, равным (5 ± 1) мм (рис. 8.46). Длина плит и клиньев на 3...5 мм больше длины образца.

Размеры образцов должны соответствовать следующим требованиям: диаметр d (сторона квадрата a) при массовых испытаниях 42 ± 2 мм (допускаемый диаметр от 30 до 80 мм), отношение высоты к диаметру $1,0 \pm 0,1$ (допускаемое – от 0,7 до 1,1 включительно). Образцы, подготовленные для испытания, должны иметь одинаковые размеры (допускаются отклонения не более 1 мм).

Образец размещают в центре опорной плиты испытательной машины (пресса) между плитами-прокладками либо между клиньями так, чтобы ось образца и линии касания к нему клиньев (плит) находились в плоскости задаваемого раскола (разрыва породы). Отклонение от плоскостности не более 0,5 мм. Образец нагружают до разрушения равномерно со скоростью 1...5 МПа/с.

Предел прочности при одноосном растяжении (в МПа) в заданном относительно строения породы направлении для каждого образца вычисляют по формуле (8.22).

3. Метод разрушения образцов произвольной формы встречными сферическими инденторами. Предназначен для исследовательских и массовых испытаний горных пород в лабораторных и полевых условиях. Сущность метода заключается в измерении разрушающей силы, приложенной к образцу через стальные встречно направленные сферические инденторы (рис. 8.47).



Условные обозначения:

- 1 – корпус;
- 2 – нижний шток;
- 3 – вкладыш;
- 4 – индентор;
- 5 – верхний шток

Рис. 8.47. Устройства одноосного растяжения:

а – конструкция устройства; б – устройство одноосного растяжения ООО «НПП «Геотек»» [47];
в – схемы установки образцов

Для проведения испытания применяют: оборудование, инструменты и материалы, перечисленные в *методе разрушения прочности цилиндрических и призматических образцов прямым растяжением*, а также машины шлифовально-заточные, молоток геологический, тиски слесарные и набор слесарных напильников; прессы или машину испытательную (рис. 8.47); устройство установочное любой конструкции, размещаемое на опорной плите испытательной машины (пресса) и обеспечивающее соосное (отклонение от соосности не более 0,1 мм) приложение к образцу через стальные сферические инденторы диаметром $(15 \pm 0,05)$ мм; бумагу масштабнo-координатную – для нанесения контура поверхности разрыва образца неправильной формы.

Требования к изготовлению образцов такие же, как и в первом методе. Образцы неправильной формы подготавливают откалыванием, отпиливанием или подшлифовкой, используя любое подходящее оборудование.

Размеры образцов и места их нагружения встречными инденторами должны быть такими, чтобы площадь поверхности разрыва (раскола) была не менее 3 и не более 100 см², предпочтительно – (15 ± 3) см². При этом площади по поверхности раскола образцов одной выборки не должны отличаться более чем в два раза. Места нагружения инденторами намечают карандашом. *Высота образцов (расстояние между точками приложения нагрузки) должна быть не менее 10 мм. Максимальные и минимальные линейные размеры образцов в пределах поверхности разрыва должны отличаться не более чем в 5 раз.*

Ось нагружения образца инденторами должна быть ориентирована относительно строения (слоистости) породы в соответствии с заданным направлением растяжения породы и должна быть удалена от ближайшей боковой поверхности образца на расстояние, не меньшее половины высоты образца.

Для устойчивого положения между инденторами образца неправильной формы на двух противоположных его поверхностях непосредственно в местах предполагаемого контакта с инденторами выбирают или подготавливают любыми средствами примерно параллельные площадки не менее 10 × 10 мм. Количество образцов правильной формы должно быть не менее 6, а неправильной – не менее 10.

Образец устанавливают между инденторами в соответствии со схемой, приведенной на рис. 8.47, а. Наиболее рациональные схемы установки образцов приведены на рис. 8.47, в. Образец нагружают до разрушения равномерно со скоростью 0,1...0,5 кН/с. Испытание признают действительным при разрыве образца на две части по поверхности, проходящей через ось нагружения. Определяют величину площади поверхности разрыва образца в квадратных сантиметрах.

Предел прочности при одноосном растяжении R_p , МПа, для каждого образца вычисляют по формуле

$$R_p = \frac{7,5P}{S}k,$$

где P – разрушающая сила, кН; S – площадь поверхности разрушения образца, см²; k – безразмерный масштабный коэффициент, принимаемый равным 1 при $S = (15 \pm 3)$ см². Для других значений S коэффициент k устанавливается по табл. 8.62.

Вычисление площади поверхности разрыва образцов неправильной формы производят с погрешностью до 0,10 см², а образцов правильной формы – до 0,01 см².

Таблица 8.62

Значения коэффициента k

S , см ²	3	4	5	8	10	15	20
k	0,76	0,72	0,76	0,85	0,90	1,00	1,08
S , см ²	30	35	40	45	50	80	100
k	1,19	1,24	1,28	1,32	1,35	1,52	1,61

Используя корреляционные зависимости (табл. 8.63) по значениям R_c можно получить *сопротивления растяжению скальных грунтов* R_p .

Таблица 8.63

Корреляционные зависимости между сопротивлением сжатию и растяжению

Разновидности горных пород	Корреляционные зависимости
Аргиллиты, мергели	$R_c = 16R_p$
Аргиллиты, известняки	$R_c = 20R_p$
Песчаники глинистые	$R_c = 18R_p$
Песчаники карбонатные	$R_c = 21R_p$
Песчаники кварцевые	$R_c = 25R_p$
Прочие осадочные при $R_c \leq 1$ МПа	$R_c = 12R_p$
Прочие осадочные при $R_c > 1$ МПа	$R_c = 20R_p - 8$
Изверженные и метаморфические	$R_c = 25R_p$

4. Метод комплексного определения пределов прочности при одноосном растяжении и сжатии. Метод предназначен для массовых испытаний горных пород с целью комплексного определения пределов прочности при одноосном растяжении и сжатии в заданном относительно строения (слоистости) породы направлении.

Сущность метода определения предела прочности при растяжении заключается в измерении разрушающей силы при многократном раскалывании образцов пластинчатой и брусчатой формы и предела прочности при сжатии – в измерении разрушающей силы сжатия при раскалывании образцов кубообразной формы.

Особенность метода заключается в определении пределов прочности при растяжении и сжатии на одной пробе.

Поперечные размеры пластины образца произвольного очертания в плане: предпочтительные – не менее 60 × 60 мм, допускаемые – 40 × 40 мм; толщина предпочтительная – 20 ± 1 мм, допускаемая – от 20 до 30 мм включительно. Образцы для испытания многократным раскалыванием изготавливают на камнерезной машине, отрезая в заданном относительно строения (слоистости) породы направлении от кернов диски или от штуфов пластины. Торцовые поверхности образца должны быть плоскими и параллельными друг другу. Для испытания на сжатие используют кубообразные образцы, полученные в процессе раскалывания, с ребром, равным толщине пластины (диска) с допускаемыми отклонениями не более ±2 мм. На одной из плоскостей образца карандашом наносят квадратную сетку со стороны, равной толщине пластины, а торец диска диаметром 40...60 мм делят на четыре части двумя взаимно перпендикулярными диаметрами. Количество образцов должно обеспечивать надежность результатов не ниже 80 % при относительной погрешности не более 30 %.

Испытание раскалыванием. Образец помещают между клиньями, совмещая лезвия клиньев с одной из линий, нанесенной на образец сетки. Приводя испытательную машину или пресс в действие, образец нагружают равномерно со скоростью 1...5 МПа/с до раскалывания сначала на бруски, затем по поперечным линиям на кубики полуправильной формы (две грани параллельные, шлифованные, а четыре грани образовались при раскалывании). Диски диаметром 40...60 мм раскалывают на четыре части. При каждом раскалывании образца записывают разрушающую силу P в килоньютонах и среднюю длину линии раскола в сантиметрах, которую измеряют штангенциркулем с погрешностью не более $\pm 0,05$ см.

Для определения предела прочности при одноосном растяжении учитывают результаты испытаний, проведенных по линии раскола длиной не менее 20 мм, отстоящей от края пластины не менее чем на 0,5 ее толщины.

Предел прочности при одноосном растяжении R_p , МПа, для каждого образца вычисляют по формуле (8.22), где $S = lb$; l – средняя длина линии раскола образца, см; b – толщина пластины (диска), см.

Испытание сжатием. Испытание сжатием проводят после окончания испытания раскалыванием. Образец кубообразной формы с предварительно замеренными линейными размерами параллельных торцов помещают одним торцом в центре нижней опорной плиты испытательной машины (пресса) между стальными плитами или в установочном устройстве и нагружают до разрушения равномерно со скоростью 1...5 МПа/с.

Предел прочности при одноосном сжатии R_c , МПа, для каждого образца вычисляют по формуле

$$R_c = \frac{10P}{S}, \quad (8.23)$$

где P – разрушающая сила, кН; S – площадь поверхности разрушения образца, см^2 , равная полусумме площадей верхнего и нижнего торцов образца до его разрушения, см^2 [23].

При обработке результатов определения предела прочности при одноосном растяжении породы в качестве числа проведенных единичных определений принимают общее число выполненных расколов.

Сопротивление разрыву скальных грунтов. При испытании скальных грунтов на одноосное растяжение они упруго деформируются и имеют хрупкий тип разрушения. В образцах грунтов образуются характерные шероховатые плоскости раскола (разрыва). На сопротивление разрыву скальных грунтов влияют те же факторы, которые определяют и их прочность на сжатие. Временное сопротивление разрыву некоторых типов скальных грунтов приведено в табл. 8.64, из которой следует, что величина R_p максимальна у магматических и метаморфических грунтов с прочными кристаллизационными связями, а минимальна – у осадочных скальных грунтов со слабыми цементационными структурными связями [50].

Таблица 8.64

Временное сопротивление разрыву скальных грунтов [50]

Группы скальных грунтов	Подгруппы и типы грунтов	Временное сопротивление растяжению R_p , МПа
Магматические	<i>Интрузивные:</i>	
	граниты	4...19
	диабазы	4...31
	габбро	6...20
	<i>Эффузивные:</i> базальты	1...40
Метаморфические	Гнейсы	7...20
	Скарны	14...23
	Кварциты	4...16
	Сланцы песчанистые	1,5...25,0
	Сланцы глинистые	0,5...15,0
Осадочные цементированные	Известняки	3...10
	Мел	0,2...0,6
	Песчаники	1...22
	Алевролиты	0,7...3,1
	Аргиллиты	2,0...3,5

Структурно-текстурные особенности скальных грунтов в наибольшей мере влияют на сопротивление растяжению: у мелкокристаллических и мелкозернистых разностей более высокая прочность на растяжение, чем у крупнокристаллических. Величина R_p уменьшается с ростом пористости и трещиноватости скальных грунтов и снижением плотности, у грунтов с анизотропной текстурой величина R_p при разрыве вдоль слоистости всегда выше, чем поперек слоистости, когда отрыв слоев друг от друга происходит намного легче.

Из физико-химических факторов на величину временного сопротивления скальных грунтов растяжению влияет *влажность и состав поровой жидкости*. С ростом влажности R_p закономерно уменьшается; неполярные жидкости почти не влияют на снижение прочности скальных грунтов при разрыве, тогда как полярные, понижающие поверхностную энергию грунта, уменьшают прочность на разрыв.

Сопротивление одноосному растяжению дисперсных грунтов. Способностью сопротивляться растяжению (разрыву) среди дисперсных грунтов обладают лишь связные грунты – пылеватые и глинистые. Несвязные крупно- и мелкообломочные грунты, не обладающие структурным сцеплением, имеют прочность на разрыв, близкую к нулю. Поэтому испытаниям на растяжение в основном подвергают дисперсные связные грунты, которые при растяжении проявляют значительные пластические деформации. Их прочность на растяжение меняется в широком диапазоне в зависимости от типа грунта и его состояния (консистенции). Наибольшая прочность на растяжение отмечена у пылевато-глинистых грунтов с прочными смешанными (кристаллизационными и переходными) контактами, а наименьшая – со слабыми коагуляционными контактами. При прочих одинаковых условиях R_p больше у высокодисперсных разностей, поэтому монтмориллонитовые и гидрослюдистые глины имеют большую прочность на разрыв, чем каолиновые.

Прочность на разрыв глинистых грунтов зависит от их консистенции, например, у моренных суглинков твердой и полутвердой консистенции $R_p = 0,08...0,1$ МПа, а у тех же суглинков пластичной и пластично-текучей консистенции $R_p = 0,0025...0,001$ МПа и менее.

Сопротивление разрыву мерзлых грунтов. Величина временного сопротивления разрыву мерзлых грунтов зависит от тех же факторов, что и прочность на сжатие. При этом определяющее значение имеет влияние структурно-текстурных особенностей мерзлого грунта. Смерзание пород за счет цементации льдом их структурных элементов обуславливает повышение прочности при испытаниях на растяжение. Поэтому величина R_p у мерзлых грунтов возрастает с повышением льдистости, снижением засоленности, уменьшением пористости.

Понижение температуры мерзлых грунтов приводит к увеличению их прочности на растяжение, при этом возрастает проявление хрупкости и снижается проявление пластичности. Это обусловлено уменьшением количества незамерзшей воды в мерзлых грунтах при понижении отрицательной температуры, увеличением содержания льда-цемента, упрочнением твердых компонентов грунта (минералов и льда), а также возможным структурным уплотнением грунта за счет термического сжатия объемов всех его компонентов. Прочность на разрыв мерзлых глинистых грунтов больше зависит от температуры, чем прочность мерзлых мелкообломочных грунтов. Наибольшее влияние на величину R_p оказывает пониженная температура в интервале до $-7...-10$ °С.

На величину R_p влияют особенности криогенной текстуры мерзлых грунтов, количество и тип ледяных включений, их пространственная ориентации в грунте, форма и другие факторы, сказывающиеся на прочности грунта на разрыв. Исследованиями Л.Т. Роман и других авторов было установлено, что прочность на разрыв мерзлых слаборазложившихся торфов выше, чем у мерзлых суглинков, глин и чистого льда. Это объясняется тем, что при полном водонасыщении торфа значительное содержание льда, армированного растительными остатками, является причиной увеличения в грунте прочности цементационных связей по сравнению с глинистыми и песчаными грунтами. Армирование мерзлого грунта растительными волокнами имеет специфическую микроструктуру, придающую грунту высокую прочность на разрыв [50].

8.4.4. Сопротивление грунтов изгибу

Сопротивление грунта изгибу соответствует критерию его прочности, когда изгибающие усилия достигают предельного значения. Сущность метода заключается в определении разрушающей силы при изгибе образца породы, опирающегося на металлическое кольцо, при воздействии на него вертикальной нагрузки, передаваемой через кольцевой пуансон. Метод определения предела прочности при изгибе распространяется на твердые горные породы (исключая разрушенные и мерзлые) с коэффициентом крепости по Протодьяконову f не менее 0,5 (прочность при одноосном сжатии не менее 0,50...0,80 МПа) и его результаты используются в технической документации при расчетах и проектировании горных работ, горного оборудования, а также при проведении научно-исследовательских работ [25].

Для определения пределов прочности грунтов на изгиб применяют: установку колонкового бурения или станок вертикально-сверлильный, или радиально-сверлильный для выбуривания образцов; машину камнерезную, снабженную отрезными алмазными кругами диаметром не менее 250 мм; стойку с часовым индикатором для контроля параллельности поверхностей образцов горных пород; пресс с гидравлическим приводом или универсальную испытательную машину мощностью, на 20...30 % превышающей разрушающую силу, – для испытания образцов; устройство испытательное (рис. 8.48), состоящее из стального опорного кольца 1 и кольцевого штампа 2.

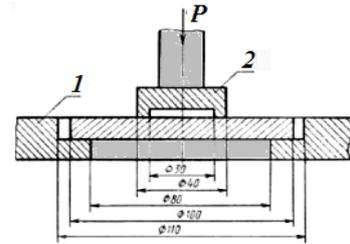


Рис. 8.48. Устройство испытательное: 1 – опорное кольцо; 2 – кольцевой штамп [25]

Заготовки для образцов получают выбуриванием из проб керна диаметром 90...100 мм. От полученных заготовок на камнерезной машине отрезают дискообразные образцы толщиной 10 ± 1 мм. Плоские поверхности образцов должны быть параллельны. Отклонения не должны превышать 0,1 мм по диаметру образца.

Образец горной породы кладут на опорное кольцо, а сверху на него ставят кольцевой пуансон. Отцентрировав испытательное устройство с образцом по вертикальной оси, помещают его между плитами прессы так, чтобы вертикальная ось устройства совмещалась с продольной осью прессы. Отклонения между осями при установке допускается не более 1...2 мм.

Скорость нагружения образца при испытаниях выбирают в пределах $1...30 \text{ кг/см}^2 \times \text{с}$ в зависимости от прочности породы. Выбранную скорость нагружения сохраняют до разрушения образца, записывают максимальную величину разрушающей образец силы, зафиксированную силоизмерителем прессы.

Предел прочности горной породы при изгибе ($R_{\text{из}}$), кг/см^2 , вычисляют для каждого испытанного образца по формуле

$$R_{\text{из}} = 0,75 \frac{P}{h},$$

где P – максимальная разрушающая сила, кг; h – толщина образца, см.

Для практических расчетов с погрешностью не более 10 %, с учетом, что $h = 1$ см, предел прочности при изгибе вычисляют по формуле $R_{\text{из}} = 0,75P$ [25].

8.5. Определение показателей прочности и деформируемости грунтов методом одноосного сжатия

Пределом прочности грунта при одноосном сжатии R_c называется предельное сжимающее напряжение, при котором происходит разрушение грунта, находящегося в условиях одноосного напряженного состояния. Прочность на одноосное сжатие соответствует критерию прочности, предложенному Галилеем (*первая теория прочности*), согласно которому разрушение тела наступает в момент, когда сжимающее нормальное напряжение σ достигнет критического (предельного) значения. **Предел прочности на одноосное сжатие** R_c опре-

деляют как отношение приложенной к образцу вертикальной нагрузки, при которой происходит разрушение образца, к площади его первоначального поперечного сечения. Результаты испытаний грунта используются при определении несущей способности и устойчивости грунтов, определении показателя консистенции глинистых грунтов, для определения недренированной прочности связных грунтов, расчета свай стоек.

По характеру поведения пробы в процессе *деформации и разрушения* выявляют пять типов деформаций грунтов [84]: *хрупкий, хрупковязкий, хрупкопластичный, вязкопластичный, пластичный*.

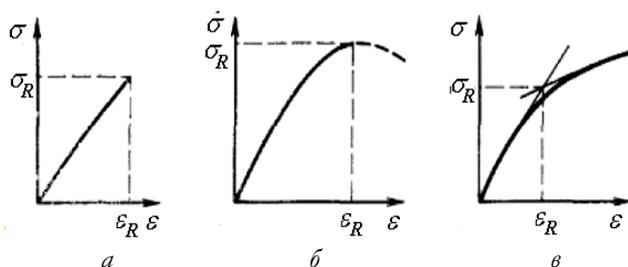


Рис. 8.49. Типы деформационного поведения глинистых пород при одноосном сжатии: а – хрупкий; б – хрупкопластичный; в – пластичный

При *хрупкопластичном* типе деформирования пластическое течение заканчивается хрупким разрушением (рис. 8.49, б).

При *вязкопластичном* типе деформирования вязкое деформирование переходит в пластическое течение.

При *вязкопластичном и пластичном* типах деформирования величину R_c определяют при достижении относительной деформации в 20 % (рис. 8.49, в).

При одноосном сжатии грунтов начинается вначале резкое нарастание деформации, затем, по мере уплотнения частиц, сопровождающегося увеличением числа контактов между ними и возрастанием (в глинистых грунтах) сил отталкивания между молекулами связанной воды сближаемых частиц, интенсивность нарастания деформации постепенно уменьшается.

После снятия нагрузки не все вновь образовавшиеся контакты исчезают. Кроме того, процессы разрушения цементационных связей между твердыми частицами и нарушения структуры скелета грунта являются необратимыми, т. е. при разгрузке нарушенные цементационные связи и структура грунтов не восстанавливаются. Опыты по многократному циклическому нагружению и разгрузению грунтов в условиях последовательного возрастания с каждым новым циклом величины максимального давления показывают, что ветвь нагрузки при давлениях, не превышающих их максимального значения, достигнутого в процессе предшествующего нагружения, проходит близко к ветви предыдущей нагрузки, а при более высоких давлениях выходит на продолжение исходной кривой (как при однократной нагрузке).

При малом количестве циклов нагрузки-разгрузки деформации грунтов являются в основном остаточными. По мере увеличения числа циклов количество контактов между твердыми частицами возрастает, а деформации грунта, в основном остаточные, уменьшаются. При этом ветви нагружения и разгрузки при постоянном максимальном давлении с каждым циклом сближаются и все более совпадают. При достаточно большом количестве циклов деформации грунта становятся практически полностью упругими и объясняются только выжиманием связанной воды из контактов и упругим сжатием скелета грунта и в меньшей степени объемными деформациями материала твердых частиц.

Для некоторых грунтов, например для мергелей, разрушение может произойти по плоскостям, параллельным оси образца. Это происходит вследствие неоднородности напряженного состояния образца. В некоторых случаях поверхность смещения формируется в виде комбинации вертикальных и наклонных поверхностей скола. В подобных случаях определение сопротивления сдвигу методом одноосного сжатия производить не следует.

При *хрупком* типе разрушения деформация носит упругий характер до величины предела упругости, затем быстро наступает разрушение. В этом случае прочность на одноосное сжатие равна пределу упругости (рис. 8.49, а).

При *хрупковязком* типе деформирования после упругих деформаций начинается вязкое течение с постоянной скоростью, которое заканчивается хрупким разрушением.

Для вычисления деформационных характеристик грунтов по измеренным значениям вертикальных и поперечных деформаций образца, соответствующим различным вертикальным напряжениям σ , строят графики зависимости $\varepsilon_1 = f(\sigma)$ и $\varepsilon_2 = f(\sigma)$, где ε_1 и ε_2 – продольные и поперечные относительные деформации образца.

Модуль деформации E_0 и коэффициент поперечной деформации ν вычисляют с использованием выражений (8.4) и (8.5) по нагрузочным ветвям зависимостей σ от ε : для полускальных грунтов при уровне нагрузки, составляющей 50...60 %, и для скальных грунтов в диапазоне напряжений от 5 до 50 % от предела прочности при одноосном сжатии R_c . Модуль упругости E и коэффициент Пуассона μ вычисляют в этом же диапазоне напряжений по тем же формулам, в которых значения $\Delta\varepsilon_1$ и $\Delta\varepsilon_2$ принимают по разгрузочным ветвям зависимостей $\varepsilon_1 = f(\sigma)$ и $\varepsilon_2 = f(\sigma)$.

Определение коэффициента структурной прочности S_t . Дисперсные грунты природного сложения имеют более высокую прочность на сжатие, чем те же грунты нарушенного сложения. Для оценки этого эффекта используют показатель, называемый чувствительностью (по Скемптону), или коэффициентом структурной прочности S_t . Подсчитать S_t можно как отношение сопротивления грунта сжатию в естественном (R_c) и в нарушенном состоянии ($R_{сн}$): $S_t = R_c / R_{сн}$. Оценить прочность структуры связей можно по величине показателя структурной прочности $L = 1 / S_t$. Величина S_t меняется от 1,2...1,5 для нелитифицированных глинистых грунтов до 10...16 и более для литифицированных.

Сопротивление недренированному сдвигу c_u , МПа, водонасыщенного глинистого грунта (рис. 8.50), соответствующее сцеплению грунта при неконсолидированно-недренированном испытании, определяют по формуле

$$c_u = \frac{R_c}{2}. \quad (8.24)$$

Определение сцепления и угла внутреннего трения. В тех случаях, когда при разрушении четко выявляется плоская площадка скольжения, метод одноосного сжатия позволяет определять величину сцепления c и угла внутреннего трения φ . С этой целью измеряют угол наклона поверхности площадки α к горизонту (рис. 8.51).

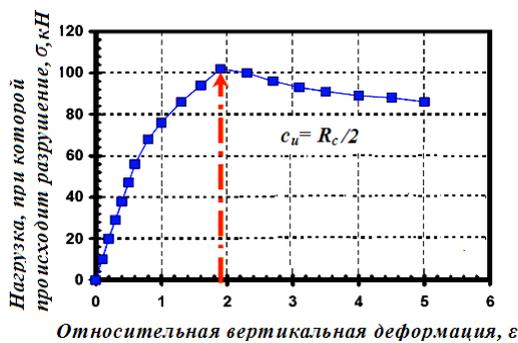


Рис. 8.50. Зависимость нагрузки σ от относительной вертикальной деформации образца ε

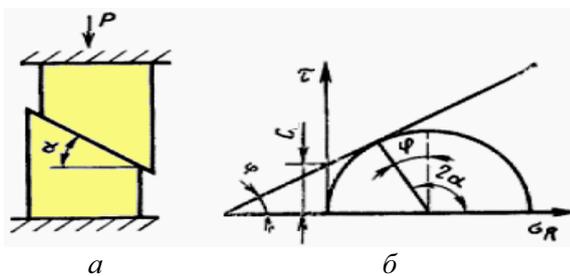


Рис. 8.51. Определение сцепления и угла внутреннего трения при одноосном сжатии грунта: а – схема разрушения образца породы при одноосном сжатии; б – диаграмма Мора при одноосном сжатии

По определенным величинам R_c и α находят параметры прямолинейной огибающей диаграммы Мора:

$$c \approx R_c / 2 \operatorname{tg} \alpha, \quad \varphi = 2\alpha - 90^\circ.$$

При малых углах внутреннего трения ($\varphi \rightarrow 0$, $\alpha = 45^\circ$) сцепление определяется по формуле (8.24).

Определение коэффициента размягчаемости k_{sof} . Различают пределы прочности при сжатии образцов: в воздушно-сухом состоянии, в водонасыщенном состоянии и при естественной влажности. У некоторых полускальных грунтов (мертели, аргиллиты и др.) под влиянием увлажнения происходит уменьшение прочности. Это свойство называют размягчаемостью породы и характеризуют коэффициентом размягчаемости, который

представляет собой отношение пределов прочности на сжатие после и до насыщения водой. Согласно [34], подразделение грунтов по прочности на одноосное сжатие проводится для водонасыщенного состояния грунта и по коэффициенту размягчаемости.

Коэффициент размягчаемости k_{sof} определяется при испытаниях на одноосное сжатие как отношение прочности водонасыщенного грунта (R_{cw}) к прочности того же воздушно-сухого грунта (R_c):

$$k_{sof} = \frac{R_{cw}}{R_c}.$$

Величина коэффициента размягчаемости k_{sof} меняется от 0 до 1: если $k_{sof} > 0,75$, то грунт считается *неразмягчаемым*; если $k_{sof} < 0,75$, то грунт относится к категории *размягчаемых*. Чем ниже коэффициент размягчаемости, тем больше снижается прочность породы при насыщении водой. Среди скальных грунтов наибольшая размягчаемость характерна для грунтов с неводостойкими структурными связями; например, глинистые сланцы, песчаники с глинистым цементом, алевролиты, аргиллиты, мергель и др. Для изверженных пород коэффициент размягчаемости практически равен единице. Осадочные породы, породы с глинистым или легко растворимым в воде цементом обладают низким коэффициентом размягчаемости (меньше 0,5). Определение коэффициента размягчаемости, как правило, производят только для полускальных грунтов с глинистым или другим слабым цементом.

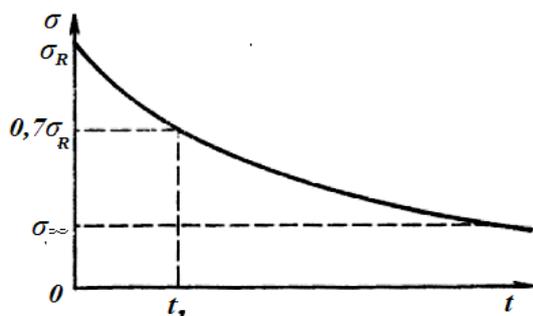


Рис. 8.52. Кривая длительной прочности

Определение длительной прочности. Различают *мгновенную прочность*, когда время на грузки стремится к нулю, и *длительную прочность*, когда время нагрузки стремится к бесконечности. Длительная прочность имеет важное значение при проектировании сооружений, так как определяет размеры фундамента. Кривая длительной прочности, т. е. зависимости времени τ до разрушения образца от величины приложенного напряжения σ , представлена на рис. 8.52, где $\sigma_{ст} = \sigma_R$ — условно-мгновенная прочность; σ_{∞} — предел длительной прочности, строится по

данным ряда испытаний с фиксированными напряжениями, составляющими определенную долю от величины R_c (рекомендуется ряд напряжений: $0,9R_c$; $0,8R_c$; $0,7R_c$; $0,6R_c$; $0,5R_c$). За величину σ_{∞} принимается такое напряжение, при котором в течение суток относительная продольная деформация увеличивается менее чем на 0,1 %.

8.5.1. Определение показателей прочности и деформируемости связных и полускальных грунтов

Испытание грунта методом одноосного сжатия проводят для определения *предела прочности на одноосное сжатие* R_c для полускальных и глинистых грунтов с $I_L \leq 0,25$ [17]. Результаты испытаний грунта методом одноосного сжатия используются при проектировании сооружений с быстрыми темпами нагружения связных водонасыщенных грунтов оснований, например при строительстве земляного полотна дорог, дамб, подпорных стен, откосов, при определении несущей способности и устойчивости водонасыщенных связных грунтов, при определении показателя консистенции глинистых грунтов, для определения недренированной прочности связных грунтов, расчета сопротивления свай стоек, в качестве предварительного испытания для назначения сдвиговых нагрузок при сдвиговых и трехосных испытаниях, для определения структурной прочности пород, для классификационной оценки прочности и деформируемости грунтов, для расчленения разрезов и выявления ослабленных зон оползней.

Испытания полускальных грунтов проводятся по сокращенной или полной программе. При испытаниях по сокращенной программе определяется предел прочности пород R_c ; полная программа включает определение предела прочности пород R_c , модулей упругой и общей деформации E_0 и E , МПа, коэффициента поперечной деформации ν и коэффициента Пуассона μ , типа деформационного поведения и построение диаграммы «напряжение – деформация».

В состав установки для испытания грунта на одноосное сжатие должны входить (рис. 8.53): механизм для вертикального нагружения образца; устройство для измерения вертикальной деформации образца; устройство для измерения поперечной деформации образца (по заданию). Плиты пресса для нагружения образца должны быть отполированы для уменьшения трения. Кратковременные испытания проводятся обычно на гидравлических, пневматических и электромеханических прессах с усилием до 50 кН; испытания на ползучесть – на рычажных прессах с усилием до 5...10 кН. Для испытания образцов по полной программе оборудование должно иметь устройство, обеспечивающее непрерывную запись перемещения торца образца в зависимости от приложенной силы. Погрешность измерения перемещения торца – не более 0,1 мм.

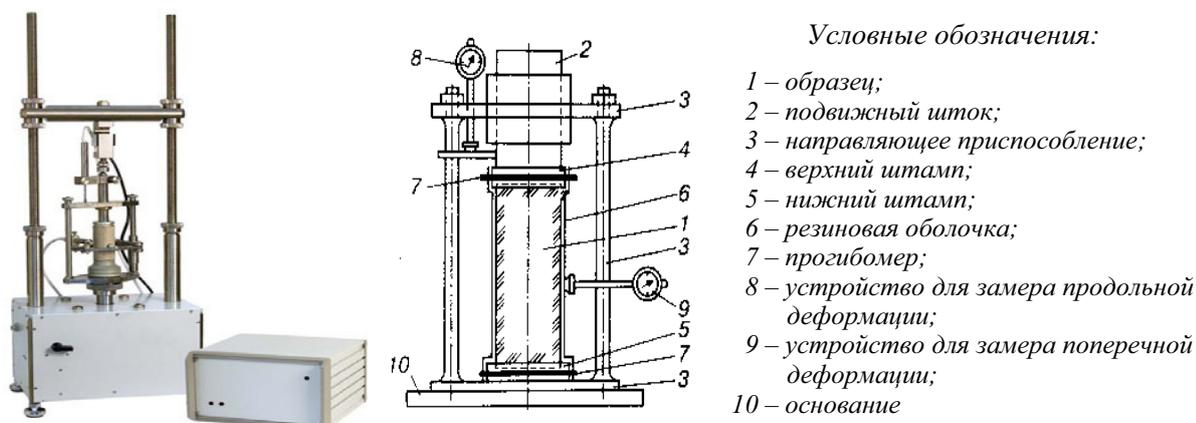


Рис. 8.53. Установка для испытания грунтов на одноосное сжатие производства ООО «НПП «Геотек» [140] и схема установки [17]

Для испытаний используют образцы грунта ненарушенного сложения. Для всех образцов определяют влажность, плотность, влажность на границах раскатывания и текучести и рассчитывают плотность сухого грунта, коэффициент пористости, коэффициент водонасыщения, число пластичности и показатель консистенции. Помимо определения необходимых физических характеристик должны быть отмечены характерные особенности (слоистость, трещиноватость, наличие включений и др.).

Для полускальных грунтов образец должен иметь форму цилиндра или прямоугольного параллелепипеда (квадратного сечения) диаметром (стороной квадрата) от 40 до 100 мм с отношением высоты к диаметру 1,8–2,0. Максимальный линейный размер зерен (неоднородностей) в образце должен быть не более 1/10 диаметра (стороны квадрата) образца. Образец трещиноватого или выветрелого полускального грунта должен иметь диаметр (сторону квадрата) не менее 60 мм. Образец полускального грунта, имеющий сквозные трещины, видимые невооруженным глазом, не допускается к испытанию.

Для глинистых грунтов образец должен иметь форму цилиндра диаметром не менее 38 мм и отношением высоты к диаметру 1,8–2,5. Максимальный размер фракции грунта (включений, агрегатов) в образце должен быть не более 1/6 диаметра образца. Образцы вырезают из монолита или керна режущим кольцом с помощью винтового пресса. Внутренний диаметр и высоту кольца измеряют штангенциркулем с погрешностью не более 0,1 мм. Измерения проводят в трех-четыре сечениях и из полученных результатов измерений вычисляют среднее арифметическое значение диаметра и высоты кольца. Режущее кольцо без образца взвешивают с погрешностью не более 0,01 г.

Для полускальных грунтов влажность испытываемого образца должна соответствовать природной влажности, воздушно-сыхому или водонасыщенному состоянию, для глинистых грунтов – природной влажности. Образцы грунта природной влажности испытывают непосредственно после их изготовления. *Допускается хранить образцы, покрытые смазкой, не более 6 ч в эксикаторе.* Перед испытанием смазку с торцов образца удаляют.

Кольцо помещают на выровненную поверхность монолита или керна и скальпелем срезают грунт с наружной стороны кольца для обеспечения с помощью винтового пресса свободной насадки кольца на столбик грунта. Перекос кольца при заполнении его грунтом не допускается. После заполнения кольца грунтом на 0,90–0,95 его высоты на его верхний торец помещают насадку и заполняют ее грунтом на 2...3 мм, после чего кольцо с грунтом ножом отделяют от монолита, насадку снимают, а торцевые поверхности образца в кольце тщательно зачищают лекальной линейкой. При зачистке грунт удаляют от центра образца к краям. Допускается установка насадки на кольцо до начала вырезания образца. Кольцо с грунтом взвешивают с погрешностью не более 0,01 г для определения плотности. Образец грунта с помощью выталкивателя осторожно извлекают из кольца. Поверхность образца осматривают и характерные признаки (наличие слоистости, трещин, включений и др.) записывают в журнал или в паспорт испытаний.

Прочность грунтов в большинстве случаев изменяется в различных направлениях, поэтому при испытаниях *образцы необходимо ориентировать* с учетом условий их залегания. Образец помещают в центре столика прибора одноосного сжатия или опорной плиты пресса. При испытаниях грунтов, разрушающихся по хрупкому типу, в целях беспрепятственного развития сдвига по плоскости скольжения рекомендуется помещать образец между сплошными жесткими штампами (рис. 8.54). Верхнюю опорную (нагрузочную) площадку приводят в соприкосновение с верхним торцом образца. Устанавливают приборы для измерения прикладываемого усилия и перемещения торца образца и записывают их начальные показания.

Нагружение образца полускального грунта производят равномерно, без ударов, увеличивая нагрузку непрерывно с заданной скоростью нагружения или ступенями. Скорость непрерывного нагружения образца полускального грунта в зависимости от значения R_c должна составлять 0,1...0,5 МПа/с, а при ступенчатом нагружении приниматься равной 10 % от значения R_c .

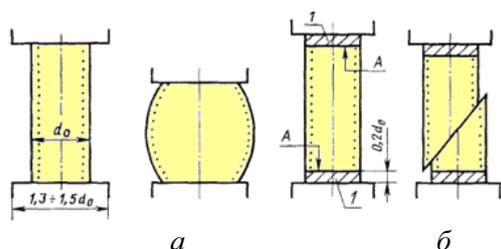


Рис. 8.54. Схемы установки образцов грунта в приборе одноосного сжатия
 а – образцы с пластическим типом деформирования;
 б – образцы с хрупким типом деформирования;
 1 – стальные или латунные штампы

Нагружение образца глинистого грунта производят с заданной скоростью прираще-ния относительной вертикальной деформации образца, выбирая ее в зависимости от предполагаемой прочности грунта R_c таким образом, чтобы время проведения испытания составило 2...15 мин, что обычно соответствует скорости 0,5...2,0 % за 1 мин. Более низкая скорость выбирается для образцов с меньшими деформациями при разрушении.

Испытание проводят *до разрушения образца*. При испытаниях по сокращенной программе записывают величину разрушающей силы. При испытаниях пород, разрушающихся по пластическому типу, когда момент разрушения четко не фиксируется, за величину разрушающей силы принимается сила, соответствующая относительной продольной деформации образца $\varepsilon = 0,15$.

Основными источниками ошибок определения временного сопротивления грунта сжатию могут быть нарушения условий по подготовке и обработке образцов, нарушение скорости нагружения образца и точность фиксации момента начала его разрушения.

Предел прочности на одноосное сжатие R_c , МПа, полускального грунта и глинистого, при $\varepsilon \leq 0,1$, вычисляют с точностью до 0,1 МПа по формуле

$$R_c = 10 \frac{P}{S_0}, \quad (8.25)$$

где P – нагрузка, при которой происходит разрушение, кН; S_0 – начальная площадь поперечного сечения образца грунта, см².

Предел прочности глинистых грунтов при $\varepsilon > 0,1$ вычисляют по этой же формуле, где вместо S_0 принимают текущую площадь S среднего поперечного сечения образца. Площадь S определяют непосредственно измерением диаметра образца штангенциркулем с погрешностью 0,1 мм и расчетом.

В предположении о постоянстве объема грунта при испытании ($V = V_0 = \frac{\pi d^2}{4} h = \text{const}$)

отношение $\frac{S}{S''}$ может быть определено по относительной вертикальной деформации ε .

При сохранении цилиндрической формы ($Sh = S_0 h_0$):

$$\frac{S}{S''} = \frac{1}{1 - \varepsilon}.$$

Если образец после сжатия приобретает форму бочки, причем диаметр торца бочки сохраняется равным начальному диаметру образца, тогда применяется формула

$$\frac{S}{S''} = \frac{1}{4} \left(\sqrt[3]{\frac{1}{1 - \varepsilon}} - 1 \right)^2.$$

Вертикальные деформации образца измеряют с погрешностью 0,01 мм для глинистых грунтов и 0,001 мм для полускальных грунтов и регистрируют их в процессе нагружения не менее чем при десяти значениях напряжения до разрушения.

Испытание проводят до разрушения образца, т. е. до достижения максимального значения вертикальной нагрузки. В случае испытания образца глинистого грунта при отсутствии видимых признаков разрушения испытание прекращают при относительной вертикальной деформации образца $E = 15\%$.

Для определения модуля деформации и модуля упругости полускального грунта испытание не доводят до разрушения образца, останавливая его **при напряжении 50...60 % от значения R_c** . Для определения коэффициента поперечной деформации и коэффициента Пуассона полускального грунта в процессе испытания измеряют поперечные деформации образца **при нагружении и разгрузке**. Разгрузку образца производят в той же последовательности, что и нагружение.

Модуль деформации E_0 и коэффициент поперечной деформации ν в заданном диапазоне напряжений $\Delta\sigma$ вычисляют по нагрузочным ветвям зависимостей $\varepsilon_1 = f(\sigma)$ и $\varepsilon_2 = f(\sigma)$ по формулам (8.4) и (8.5).

Модуль упругости E и коэффициент Пуассона μ вычисляют в этом же диапазоне напряжений по этим же формулам, в которых значения $\Delta\varepsilon_1$ и $\Delta\varepsilon_2$ принимают по разгрузочным ветвям зависимостей $\varepsilon_1 = f(\sigma)$ и $\varepsilon_2 = f(\sigma)$.

Испытания на одноосное сжатие можно также выполнить в стабилометре. В этом случае необходимо выбрать устройство силового нагружения исходя из ожидаемой прочности на одноосное сжатие. При диаметре образца 38 мм и устройстве силового нагружения в 10 кН могут быть испытаны образцы до уровня напряжений в 11,2 МПа [5].

Величина временного сопротивления сжатию дисперсных грунтов зависит от минерального состава, структурно-текстурных особенностей, влажности и консистенции, состава и концентрации поровой жидкости и др.

Влияние минерального состава проявляется через связанную с ним дисперсность и характер структурных связей. При испытаниях на одноосное сжатие дисперсных грунтов

наибольшие значения R_c (при прочих одинаковых условиях) характерны для грунтов с прочными смешанными и переходными контактами, а наименьшие – для грунтов со слабыми коагуляционными контактами. При одинаковой пористости наибольшая прочность на сжатие характерна для глин монтмориллонитового состава, а наименьшая – каолинитового. Это легко объясняется различиями в дисперсности данных глин: наибольшее число «соседей» (т. е. число контактов) вокруг одной частицы будет в высокодисперсных монтмориллонитовых глинах, а наименьшее – в каолинитовых.

Текстура дисперсных грунтов также влияет на величину их временного сопротивления сжатию, обуславливая анизотропию прочности. Максимальная величина сопротивления сжатию R_c глин с ориентированной текстурой наблюдается при сжатии грунта перпендикулярно слоистости или ориентации частиц.

Влажность очень сильно влияет на временное сопротивление сжатию дисперсных, и особенно пылеватых и глинистых грунтов (табл. 8.65). В зависимости от количества воды той или иной категории глинистый грунт может находиться в различной консистенции – от твердой до текучей. В соответствии с этим его прочность на одноосное сжатие изменяется в широких пределах.

Таблица 8.65

Временное сопротивление сжатию глинистых грунтов

Консистенция грунта	Временное сопротивление сжатию R_c , МПа
Текучая	<0,025
Текучепластичная	0,025...0,05
Мягкопластичная	0,05...0,1
Тугопластичная	0,1...0,2
Полутвердая	0,2...0,4
Твердая	>0,4

Наибольшей прочностью обладают глинистые грунты твердой консистенции, для которых характерен хрупкий тип разрушения и смешанные (включая цементационные и переходные) контакты, а наименьшей прочностью – глинистые грунты текучей консистенции, для которых характерен вязкопластичный тип разрушения и коагуляционные контакты. При этом за разрушающее напряжение принимают предел текучести грунта при одноосном сжатии.

Временное сопротивление сжатию дисперсных грунтов увеличивается с ростом *плотности*. Однако, если уплотнять образцы глинистых грунтов разными нагрузками (σ), а затем определять их прочность на сжатие (R_c) в воздушно-сухом состоянии, то обнаружится нелинейная связь между R_c и σ .

Величина R_c сначала сильно возрастает с ростом σ , а затем остается почти неизменной с увеличением нагрузки предварительного уплотнения σ . Эта нагрузка, при которой достигается почти постоянная и близкая к максимальной для данного грунта прочность, названа Е.М. Сергеевым оптимальной нагрузкой уплотнения [50].

8.5.2. Определение показателей прочности и деформируемости скальных грунтов

Для установления прочности на одноосное сжатие для *пород с пределом прочности при одноосном сжатии не менее 5 МПа* применяют *одноосное сжатие образцов правильной формы плоскими плитами*; для *пород с пределом прочности при одноосном сжатии от 10 до 150 МПа* проводят *разрушение образцов-плиток плоскими соосными пуансонами* [22]. Определение характеристик прочности и деформируемости скальных грунтов проводится при проектировании подземных сооружений, свай-стоек, горных работ и оборудования, изысканиях при разработке месторождений полезных ископаемых, а также при проведении исследовательских испытаний.

Скальные породы разрушаются различным образом в зависимости от температуры и давления. При низкой температуре и высокой скорости деформирования скальные породы

показывают хрупкоупругое поведение. Они деформируются упруго до напряжений около 70 % предела прочности, затем трещины распространяются в большом объеме и скальная порода разрушается с образованием магистральной трещины или поверхности скола. При небольшом всестороннем давлении, соответствующем малой глубине залегания грунтов, или вблизи свободной поверхности разрушение сопровождается образованием вертикальной раскалывающей трещины (схема 1 на рис. 8.55, а). При большом всестороннем давлении на глубине наблюдается образование одной плоскости сдвига (схема 2 на рис. 8.55, а) в нагружаемом образце породы. При очень большом всестороннем давлении разрушение сопровождается образованием сети наклонных полос сдвига (схема 3 на рис. 8.55, а).

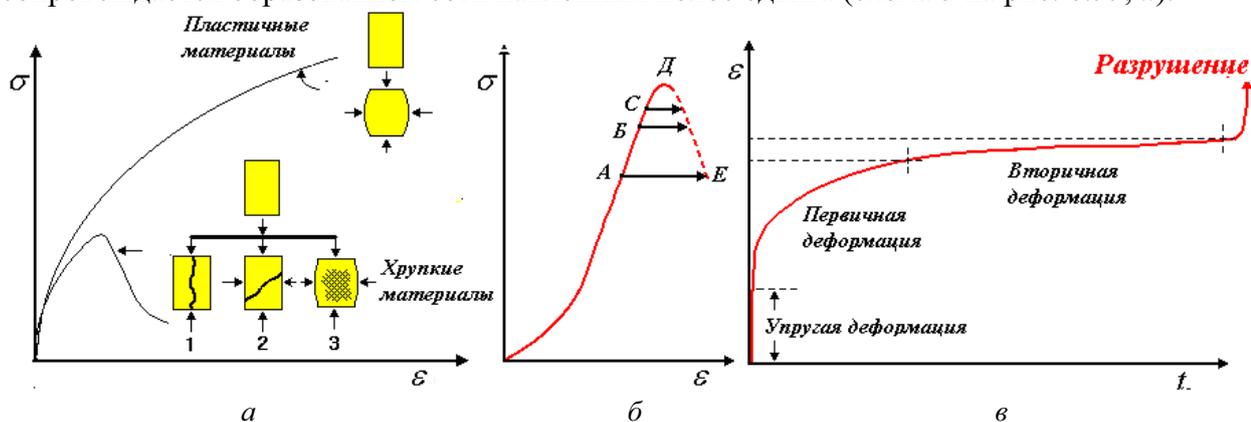


Рис. 8.55. Прочность на одноосное сжатие скальных грунтов:

а – зависимость деформации от напряжения для скальных грунтов; б – упругие деформации и деформации ползучести: А, В, С – упругое деформирование, Д – пик прочности, Е – длительная прочность; в – стадии деформации ползучести [5]

При низких скоростях деформирования, повышенных температурах и очень высоком всестороннем давлении на графике зависимости напряжение–деформация невозможно обнаружить максимум напряжений, показывающий состояние разрушения. Образцы показывают непрерывное деформирование с упрочнением, характерное для вязкопластичных материалов. Вязкопластичное деформирование сопровождается образованием бочкообразной формы деформации образца. Переход от хрупкоупругого поведения к вязкопластичному возникает при увеличении давления, температуры или порового давления. Для большинства скальных пород это переход происходит при давлениях и температурах, не характерных для реальных конструкций и условий. Однако для некоторых глинистых сланцев, известняков (мел), каменной соли, поташа, гипса и др., залегающих вблизи поверхности, также характерно вязкопластичное поведение даже при обычной температуре [5].

В стандартных испытаниях на прочность образцов скального грунта осевые напряжения постепенно возрастают до его разрушения. Скальные грунты также могут деформироваться при постоянном уровне напряжений, это процесс деформации называется ползучестью. Ползучесть зависит от времени при постоянном напряжении и в скальных грунтах связана с распространением трещин (рис. 8.55, б). Стандартные испытания показывают возрастание деформации пропорционально приложенному напряжению до пиковой прочности, при которой образец скальной породы разрушается. В испытаниях на ползучесть напряжения быстро увеличиваются и сохраняются постоянными до разрушения. Деформация, соответствующая пиковой прочности, обычно меньше деформации при ползучести.

Кривая зависимости деформации от времени для испытаний на ползучесть скальных грунтов имеет характерные участки (рис. 8.55, в): упругая деформация возникает в начале, когда приложена мгновенная нагрузка; первичная ползучесть идет, когда снижается скорость деформации; вторичная ползучесть характеризуется медленными деформациями. В конце этой стадии деформации резко возрастают и материал разрушается – проходит стадия про-

г्रेसсирующей ползучести. В течение первой фазы ползучести материал приспособливается к приложенному напряжению и трещины медленно, почти при постоянной скорости распространяются до устойчивого состояния. В течение установившейся вторичной стадии ползучести материал разрушается все больше и больше с ростом новых трещин и раскрытием старых, в третьей стадии неконтролируемый рост трещин приводит к разрушению образца [5].

При испытании скальных грунтов устанавливаются следующие показатели:

- предел прочности на одноосное сжатие R_c , МПа;
- модуль упругости E , МПа;
- коэффициент Пуассона ν .

Для установления прочности на одноосное сжатие применяют следующие методы [22]:

- 1) одноосное сжатие образцов правильной формы плоскими плитами (породы с пределом прочности при одноосном сжатии не менее 5 МПа);
- 2) разрушение образцов-плиток плоскими соосными пуансонами (породы с пределом прочности при одноосном сжатии от 10 до 150 МПа).

Метод одноосного сжатия образцов правильной формы плоскими плитами [22].

Сущность метода заключается в измерении максимального значения разрушающего давления, приложенного к плоским торцам правильного цилиндрического образца через плоские стальные плиты.



Условные обозначения:

- 1 – накладка пята;
- 2 – подкладная пята;
- 3 – верхняя плита;
- 4 – обойма;
- 5 – образец;
- 6 – нижняя плита

Рис. 8.56. Схема установочного устройства для испытаний на сжатие образцов плоскими плитами

Для испытания применяют: станок обдирочно-шлифовальный с плоским чугуном диском, вращающимся вокруг вертикальной оси, или станок плоскошлифовальный; машины испытательные или прессы, максимальное усилие которых не менее чем на 20...30 % превышает предельную нагрузку на образец; плиты стальные толщиной не менее 0,3 диаметра d (стороны квадрата) образца и диаметром, на 3...5 мм превышающим диаметр (диагональ квадрата) образца, устройства установочные (рис. 8.56), оснащенные сферическим шарниром (применяют при отсутствии на испытательной машине верхней подвесной сферической плиты), шлифпорошок.

Размеры и объем проб должны обеспечивать изготовление образцов необходимой численности, размеров и ориентировки относительно направления слоистости; допускается производить консервацию проб негигроскопических пород битуминированной бумагой, полиэтиленовой пленкой или другими водонепроницаемыми материалами, не взаимодействующими с горной породой.

При отборе проб гигроскопических пород (каменные соли, аргиллиты и т. п.) дополнительно отбирают несколько кусков размером не менее $30 \times 30 \times 10$ мм и общей массой не менее 200 г для определения исходной влажности пробы. Куски дробят до частиц размером менее 10 мм и сразу же помещают в бюксы, которые для надежной герметизации обматывают клейкой лентой. Исходную влажность фиксируют в паспорте пробы.

Для испытания готовят цилиндрические или призматические (с квадратным поперечным сечением) образцы выбуриванием или выпиливанием на камнерезной машине из штуфов и кернов, их торцевые поверхности шлифуют на шлифовальном станке. Образцы из гигроскопических пород готовят без применения промывочной жидкости и до начала испытания хранят в эксикаторе. Из слоистых горных пород, или из пород с направленной трещиноватостью, готовят образцы, одинаково ориентированные относительно направления слоистости (трещиноватости). Размеры образцов должны соответствовать размерам, указанным в табл. 8.66.

Размеры образцов при массовых и сравнительных испытаниях

Параметр образца	Размеры при испытаниях, мм		
	массовых		сравни- тельных
	предпочтительные	допускаемые	
Диаметр (сторона квадрата)	42 ± 2	От 30 до 80 включ.	42 ± 2
Отношение высоты образца к его диаметру	От 1,0 до 2,0	От 0,7 до 2,0	2 ± 0,05

Образцы одной выборки должны иметь одинаковые размеры. Допускаются отклонения расчетных значений диаметра d_i и высоты h_i каждого образца от их средних арифметических значений и по всем образцам выборки: по диаметру до 1 мм и по высоте до 2 мм. Количество образцов при массовых испытаниях должно быть *не менее 6*, при *сравнительных испытаниях должно быть не менее 10*.

Образец, в зависимости от наличия или отсутствия на испытательной машине подвесной сферической плиты, размещают, соответственно, либо только между стальными плитами, либо в установочном устройстве (рис. 8.56). Совместив ось образца с центром нижней опорной плиты испытательной машины, образец нагружают равномерно до разрушения со скоростью 1...5 МПа/с. Записывают максимальную величину разрушающей образец силы P в килоньютонах, с указанием отношения h/d для образца.

При необходимости определяют влажность пробы непосредственно в момент испытания. Для этого дробят обломки образцов до частиц размером менее 10 мм, помещают в бюксы и взвешивают. Дробленую породу помещают в бюксы не позже чем через 10 мин, а взвешивают не позже чем через 30 мин после испытания.

Значение предела прочности при одноосном сжатии (МПа) для каждого i -го образца выборки вычисляют по формуле

$$R_c = \frac{10PK_b}{S},$$

где P – разрушающая образец сила, кН; S – площадь поперечного сечения образца, см²; K_b – безразмерный коэффициент высоты образца, равный 1 при отношении высоты к диаметру $2 \pm 0,05$. Для других значений отношения h/d коэффициент K_b устанавливают по табл. 8.67.

Вычисления производят с точностью: для площади поперечного сечения образца – до 0,01 см², округляют – до 0,10 см²; частных значений и среднего значения отношения h/d – до 0,10; частных значений и среднего арифметического значения, а также среднего квадратического отклонения предела прочности при одноосном сжатии – до 0,01 МПа, (при этом значения менее 10 МПа оставляют без изменения, значения от 10 до 100 МПа округляют до 0,10 МПа, а значения более 100 МПа – до 0,50 МПа); значений коэффициента вариации – до 0,01.

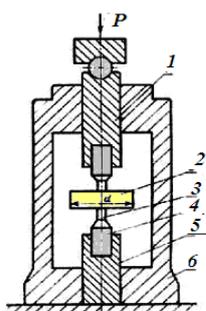
Таблица 8.67

Значения коэффициента K_b

m	0,70	0,80	0,90	1,00	1,20	1,40	1,60	1,80	2,00
K_b	0,68	0,72	0,76	0,80	0,86	0,90	0,94	0,97	1,00

Метод разрушения образцов-плиток плоскими соосными пуансонами [22]. Сущность метода заключается в измерении максимальной разрушающей силы, приложенной к торцам образца через стальные плоские встречно и соосно направленные пуансоны. Метод предложен в 1960 г. Г.Н. Кузнецовым и Б.В. Матвеевым для массовых исследований.

Для проведения испытания применяют (кроме перечисленных в первом способе приборов): устройство нагрузочное (рис. 8.57) или любой другой конструкции, устанавливаемое на опорную плиту испытательной машины, обеспечивающее встречно-соосное приложение нагрузки к торцам образца через стальные пуансоны диаметром 11,27 мм (либо пуансоны диаметром 7,98 мм) с плоскопараллельными торцевыми поверхностями.



Условные обозначения:
 1 – верхний шток;
 2 – образец;
 3 – пуансон;
 4 – вкладыш;
 5 – нижний шток;
 6 – корпус

Рис. 8.57. Схема нагрузочного устройства для разрушения образцов-плиток

Образец размещают между пуансонами нагрузочного устройства (рис. 8.57), установленного в центре опорной плиты испытательной машины (пресса), совмещая центр диска с осью нагружения. Образец нагружают через пуансоны равномерно до разрушения со скоростью 0,1...0,5 кН/с. Записывают максимальную величину разрушающей образец силы P в килоньютонах, зафиксированную силоизмерителем испытательной машины, с указанием отношения $m = h/d$ для образца. При необходимости определяют влажность пробы непосредственно в момент испытания.

Значение предела прочности при одноосном сжатии (МПа) для каждого образца вычисляют по формуле (8.25), где S_0 – условная площадь поперечного сечения образца, см², выбираемая по табл. 8.68.

Таблица 8.68

Условная площадь поперечного сечения образца

Диаметр образца (диска), мм	30	40	50	60	70	80	90	100
Условная площадь S_0 , см ² :								
при пуансоне диаметром 11,27 мм	1,52	1,79	2,03	2,26	2,50	2,72	2,94	3,16
при пуансоне диаметром 7,89 мм	0,90	1,06	1,23	1,39	1,56	1,72	1,89	2,05

Условная площадь поперечного сечения образца получена экспериментально и в не-явной форме отражает зависимость между пределом прочности породы при одноосном сжатии и прочностью породы в условиях всестороннего сжатия в объеме, заключенном непосредственно между пуансонами и окружающей этот объем породной матрицей [22].

Крепость скальных пород оценивают коэффициентом крепости (f) – условной характеристикой сопротивляемости разрушению породы по формуле: $f = R_c / 100$.

Сопротивление породы сжатию зависит от минералогического состава, текстуры, структуры, характера цемента и степени выветрелости. Структурно-текстурные особенности грунтов являются самым важным внутренним фактором, определяющим величину временного сопротивления сжатию. При испытаниях на одноосное сжатие наибольшие значения R_c (при прочих одинаковых условиях) будут характерны для скальных грунтов с прочими фазовыми (цементационными и кристаллизационными) контактами, а наименьшие – для грунтов со смешанными или переходными (точечными) контактами. При этом характер диаграммы «нагрузка–деформация», а также тип деформирования будут различными для хрупких, хрупко-пластичных и пластичных грунтов.

У различных типов скальных грунтов прочность на одноосное сжатие меняется в широких пределах: *наибольшая у магматических и метаморфических грунтов, а наименьшая у осадочных скальных грунтов и выветрелых разностей* (табл. 8.69).

Дисперсность грунтов также оказывает сильное влияние на параметры прочности. С ростом дисперсности (уменьшением размера частиц, зерен, кристаллов и др.) в единице объема грунта увеличивается число контактов между структурными элементами, вследствие этого увеличивается и прочность структуры в целом. Поэтому мелкозернистые и мелкокристаллические скальные грунты всегда имеют большие значения прочности на сжа-

тие, чем их крупнозернистые или крупнокристаллические разности при прочих одинаковых условиях. *Наибольшей прочностью* характеризуются равнозернистые и мелкозернистые кристаллические породы – базальты, кварциты и др.

Таблица 8.69

Временное сопротивление сжатию основных типов скальных грунтов [50]

Группы скальных грунтов	Подгруппы и типы грунтов		Временное сопротивление сжатию R_c , МПа
Магматические	Интрузивные	граниты	80...380
		диориты сиениты габбро	140...310 100...220 190...320
	Эффузивные	порфириты андезиты базальты	130...260 80...260 90...460
Метаморфические	Кварциты железистые		220...380
	Скарны		180...270
	Сланцы песчанистые		12...89
	Сланцы глинистые		7...87
Осадочные	Доломиты		12...150
	Известняки	кремнистые	140...240
		хемогенные глинистые	5...95 24...35
	Песчаники		5...150
Алевролиты Аргиллиты		12...40 16...51	

Большое влияние на прочность оказывает *однородность структуры*. Наличие в структуре грунта неоднородностей различного порядка, представленных дефектами кристаллов, микротрещинами, пустотами, порами и другими формами, приводит к снижению прочности на сжатие, так как любая неоднородность может стать «зародышем» магистральной трещины или поверхности разрушения. Поэтому наибольшей прочностью на сжатие при прочих одинаковых условиях обладают скальные грунты с наиболее однородной, «бездефектной» структурой. Такая структура характерна для многих равномерно зернистых разностей магматических (например, гранитов) и метаморфических грунтов (мраморов, кварцитов и др.), а также многих типов осадочных скальных грунтов (хемогенных известняков, доломитов, песчаников, алевролитов аргиллитов). Все эти грунты с однородной структурой, как правило, отличаются более высокими прочностными характеристиками по сравнению с их неоднородными разностями.

Состав и количество жидкости влияет на удельную поверхностную энергию скального грунта и тем самым влияет на величину работы, совершаемой по разрыву структурных связей, поэтому контакт твердой фазы грунта с поверхностно-активной средой (жидкостью или газом) приводит к снижению прочности (эффект Ребиндера). В грунтах такой поверхностно-активной средой чаще всего является вода и водные растворы. Вода, внедряясь по порам и микротрещинам в глубь грунта, ослабляет структурные связи и увеличивает дефектность структуры грунта в целом, и в результате этого любой водонасыщенный грунт всегда имеет более низкую прочность, чем тот же грунт в сухом состоянии.

Пористость и трещиноватость грунтов, являясь элементами их неоднородностей, влияют на значения параметров прочности однозначно: чем больше пористость и трещиноватость грунта, тем ниже значения его временного сопротивления сжатию. Поскольку с увеличением степени *выветрелости* грунтов обычно увеличивается и их трещиноватость, то при этом снижаются и их прочностные показатели. Выветрелые разности любых грунтов всегда имеют более низкую прочность на одноосное сжатие [50].

Для предварительной оценки оснований, сложенных из элювиальных магматических пород и осадочных цементированных пород, допускается использовать значения предела прочности на одноосное сжатие в водонасыщенном состоянии R_c грунтов, приведенные в табл. 8.70–8.71.

Средние значения физических характеристик и предела прочности на одноосное сжатие R_c элювиальных магматических пород

Разновидность элювиальных грунтов по степени выветрелости	Характеристики элювиальных скальных грунтов магматических пород			
	Плотность ρ г/см ³	Коэффициент пористости e	R_c , МПа	Степень размягчаемости в воде
Слабовыветрелые	Более 2,7	Менее 0,1	Более 15	Неразмягчаемые
Выветрелые	$2,5 < \rho \leq 2,7$	$0,1 \leq e \leq 0,2$	$5 \leq R_c \leq 15$	Практически неразмягчаемые
Сильновыветрелые	$2,2 < \rho \leq 2,5$	Более 0,2	Менее 5	Размягчаемые

Определение деформационных показателей скальных грунтов [40]. Сущность метода заключается в измерении сжимающей силы, приложенной к торцам образца, и вызванных этой силой продольных и поперечных деформаций. Метод предусматривает знание или определение предела прочности при одноосном сжатии испытываемой породы. Деформационные характеристики горных пород следует определять в диапазоне требуемых напряжений, при этом диапазон напряжений от 5 до 50 % от предела прочности при одноосном сжатии является обязательным.

Испытания образцов проводят для определения зависимости «напряжение–деформация» и следующих деформационных характеристик горных пород с пределом прочности при одноосном сжатии не менее 5 МПа:

- модуля упругости E , МПа;
- коэффициента Пуассона μ ;
- модуля деформации E_0 , МПа;
- коэффициента поперечной деформации ν .

Таблица 8.71

Значения предела прочности на одноосное сжатие элювиальных осадочных цементированных пород

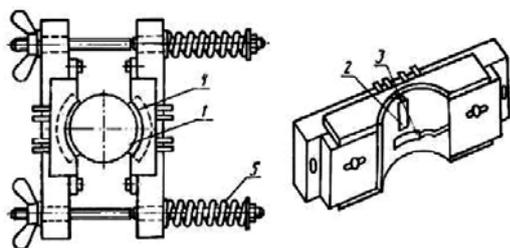
Степень выветрелости K_{wr}	Значения R_c , МПа, для элювиальных осадочных скальных грунтов		
	Аргиллиты и алевролиты	Песчаники с преобладанием цемента	
		глинистого	карбонатного
$1 > K_{wr} \geq 0,95$	12...20	30...50	50...95
$0,95 > K_{wr} \geq 0,9$	8...12	15...30	30...50
$0,9 > K_{wr} \geq 0,85$	5...8	7,5...15	10...30
$0,85 > K_{wr} \geq 0,8$	2,5...5,0	5,0...7,5	5...10
K_{wr} менее 0,8	Менее 2,5	Менее 5	Менее 5

Для определения пределов прочности горных пород применяют: установку колонкового бурения или станок вертикально-сверлильный, или радиально-сверлильный станок для выбуривания образцов из проб горных пород; машину камнерезную, снабженную отрезными алмазными кругами диаметром не менее 250 мм; стойку с индикатором часового типа; пресс с гидравлическим приводом или универсальную испытательную машину мощностью, на 20...30 % превышающей разрушающую силу; индикаторы многооборотные с ценой деления 0,001 мм или индикаторы часового типа с ценой деления 0,01; тензорезисторы – для измерения относительных деформаций; тензометры, обеспечивающие измерение продольных и поперечных деформаций образцов с погрешностью не более 2 %; приборы и устройства, обеспечивающие точность измерения регистрации относительных деформаций и нагрузок не менее 2 %; клей для наклейки тензорезисторов.

Для испытания изготавливают цилиндрические или призматические (с квадратным сечением) образцы. Образцы вырезают на камнерезной машине из штуфов или кернов, их торцевые поверхности шлифуют; при необходимости шлифуют боковые поверхности. Образцы из гигроскопических пород изготавливают без применения промывочной жидкости и до начала испытания хранят в эксикаторе. Размеры образцов должны соответствовать

следующим требованиям: диаметр d (сторона квадрата a) при массовых испытаниях от 30 до 90 мм ($h : d = 2,0 \pm 0,1$), при сравнительных испытаниях 42 ± 2 мм ($h : d = 2,00 \pm 0,05$). Диаметр (сторона квадрата) образцов должен быть не меньше 10-кратного линейного размера зерен (неоднородностей), слагающих породу. Измерения производят штангенциркулем с погрешностью не более $\pm 0,1$ мм. Количество образцов при сравнительных испытаниях должно быть не менее 5, при массовых – не менее 3. Образцы должны иметь одинаковые размеры, допускается отклонение значений диаметра (сторон квадрата) каждого образца от среднего арифметического не более ± 1 мм и высоты не более ± 3 мм.

Количество чувствительных элементов датчиков деформаций, закрепляемых на образце, должно быть не менее двух для каждого вида деформаций (рис. 8.58). Их располагают равномерно по периметру в средней по высоте части боковой поверхности образца без наложения друг на друга. Для измерения поперечных деформаций должны применяться только фольговые тензорезисторы. Образец, оснащенный датчиками деформаций, устанавливают на испытательной машине (прессе), датчики деформаций подключают к регистрирующей аппаратуре.



Условные обозначения:

- 1 – образец;
- 2 – тензорезистор продольных деформаций;
- 3 – тензорезистор поперечных деформаций;
- 4 – прокладка резиновая;
- 5 – пружина

Рис. 8.58. Расположение чувствительных элементов датчиков деформаций

Образец нагружают до начального напряжения σ_0 (напряжения пригрузки), составляющего 5 % от предела прочности при одноосном сжатии ($\sigma_0 = 0,05R_c$). Значения деформаций при напряжении σ_0 принимают за *условный ноль отсчета деформаций*. Индикаторы часового типа устанавливают в положение нулевого отсчета с натягом на 1–2 оборота большой стрелки.

Деформации образца регистрируют не менее чем при десяти значениях напряжения сжатия в процессе нагружения до максимального заданного значения и при последующей разгрузке до σ_0 также их фиксируя.

При дискретной записи отсчетов интервал времени между отсчетами не должен превышать 10 с при нагружении и разгрузке образца. Продолжительность остановки при переходе от нагружения к разгрузке не должна превышать 30 с.

Значения нагрузок P , зафиксированные силоизмерителем испытательной машины (пресса), и соответствующие им показания приборов для деформаций (продольных ε_1 и поперечных ε_2) записывают в журнал испытаний. При необходимости определяют влажность испытанного образца.

По результатам испытаний строят графики зависимостей «напряжение σ – деформация ε » (рис. 8.59), на которых каждому зафиксированному уровню напряжений $\sigma_0, \sigma_n, \sigma_k, \sigma_T$ соответствуют относительные деформации образца: продольные при нагружении $\varepsilon_{10}, \varepsilon_{1n}, \varepsilon_{1k}, \varepsilon_{1T}$ и при разгрузке $\varepsilon'_{10}, \varepsilon'_{1n}, \varepsilon'_{1k}, \varepsilon'_{1T}$; поперечные при нагружении $\varepsilon_{20}, \varepsilon_{2n}, \varepsilon_{2k}, \varepsilon_{2T}$ и при разгрузке $\varepsilon'_{20}, \varepsilon'_{2n}, \varepsilon'_{2k}, \varepsilon'_{2T}$ [40].

Модуль деформации E и коэффициент поперечной деформации в заданном диапазоне напряжений ($\sigma_n - \sigma_k$) определяются по нагрузочным ветвям зависимостей $\sigma - \varepsilon$ по формулам (8.4) и (8.5). Модуль упругости и коэффициент Пуассона определяются в этом же диапазоне напряжений по разгрузочным ветвям зависимости $\sigma - \varepsilon$ по этим же формулам.

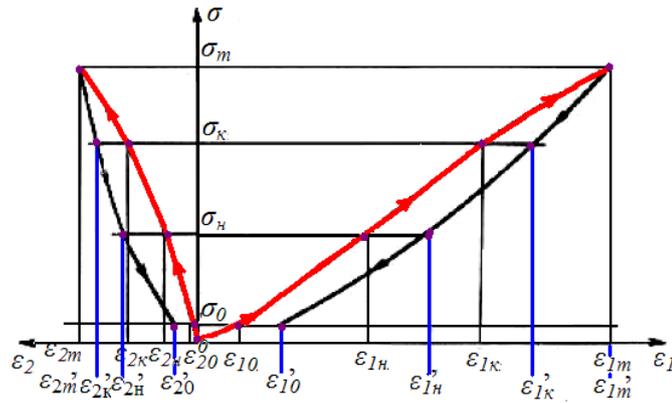


Рис. 8.59. Зависимости напряжений σ от деформаций ε

При использовании тензометров, измеряющих абсолютные деформации, рассчитывают относительные деформации образца по формулам: $\varepsilon_1 = \Delta l / l$, $\varepsilon_2 = \Delta d / d$ ($\Delta a / a$), где l – база измерения продольных деформаций образца, мм; Δl изменение базы при изменении нагрузки на образец, мм; d (a) – диаметр (сторона квадрата) образца, мм; $\Delta d / \Delta a$ – изменение диаметра (стороны квадрата) при изменении нагрузки на образец, мм.

Обработку результатов испытаний образцов производят в следующем порядке: вычисляют до второй значащей цифры средние арифметические значения по пробе для E_0 , ν , μ , E , их средние квадратические отклонения и коэффициенты вариации, разделив средние квадратические отклонения на средние арифметические значения.

Упругость скальных грунтов. Скальные грунты сразу после приложения нагрузки в значительном диапазоне напряжений проявляют упругие свойства, поэтому для характеристики их деформационных свойств в основном используют модуль упругости (E) и коэффициент Пуассона (ν). На величину значений показателей деформационных свойств скальных грунтов оказывает влияние не только способ испытаний грунтов, но и особенности их состава и строения. Диапазон изменения упругих констант у скальных грунтов основных типов приведен в табл. 8.72, из которой следует, что среди магматических интрузивных грунтов наибольшая упругость характерна для основных и ультраосновных разностей (оливинитов, перидотитов и пироксенитов): чем при больших давлениях образовалась порода, тем выше ее упругие характеристики.

Среди магматических эффузивных и метаморфических скальных грунтов при прочих одинаковых условиях наибольшая упругость отмечается у наиболее однородных и нетрещиноватых грунтов. Среди осадочных скальных грунтов наибольшей упругостью обладают песчаники с кварцевым и железистым цементом, содержащие магнетит и гематит, имеющие высокие упругие константы.

Влияние минерального состава на упругие свойства грунтов наиболее сильно проявляется при сравнении мономинеральных грунтов или при сравнении низкопористых скальных грунтов. Наличие в грунте слюдястых минералов, а также гипса, серпентина понижает упругие характеристики грунта, тогда как примесь темноцветных минералов, жадеита и корунда повышает их.

Другим важным фактором, влияющим на деформационные свойства скальных грунтов, являются их структурно-текстурные особенности. Для пористых трещиноватых скальных грунтов определяющим фактором их упругости является величина пористости и трещинной пустотности. Увеличение пористости и трещинной пустотности (например, при выветривании) во всех типах скальных грунтов приводит к снижению величины их упругих характеристик.

Величина коэффициента Пуассона для всех скальных грунтов увеличивается с водонасыщением грунта (при статических и динамических определениях). Из табл. 8.72 также следует различие величин модулей упругости и коэффициентов Пуассона скальных грунтов.

Таблица 8.72

Деформационные свойства скальных грунтов [50]

Грунт	Модуль упругости E , ГПа	Модуль сдвига G , ГПа	Коэффициент Пуассона ν
Магматические интрузивные грунты			
Граниты	39...78	12...29,2	0,12...0,29
Сиениты	60...65	24...26	0,22
Габбро	86...105	40...46	0,24
Диабазы	21...120	11...48	0,26...0,32
Перидотиты	152...160	60...62	0,23...0,260
Магматические эффузивные грунты			
Андезитовые порфириты	47...73	20...30	0,17...0,24
Базальты	3...69	1,9...33,0	0,10...0,25
Туфобрекчии	23...63	11...28	0,15
Туфы пепловые	5...30	1...17	0,14...0,19
Метаморфические грунты			
Гнейсы	39...105	18...47	0,11...0,28
Скарны	67...130	32...49	0,16...0,24
Кварциты	75...95	37...45	0,14
Сланцы песчано-глинистые	5...75	2...31	0,1...0,39
Осадочные сцементированные грунты			
Известняки глинистые	0,3...12	0,14...5,9	0,26...0,30
Доломиты	3...43	4,1...19,0	0,25...0,31
Мергели	1,1...6,0	0,9...2,8	0,28...0,31
Песчаники:			
кварцитовые	18...68	22...46	0,09...0,19
карбонатные	0,4...29	0,19...0,45	0,23...0,24
глинистые	0,6...28	0,3...12,8	0,18...0,30
Алевриты	7...30	3,3...14,5	0,20...0,30

Магматические и особенно метаморфические скальные грунты проявляют анизотропию упругих свойств – зависимость величины упругих параметров от направления деформирования, а точнее от степени ориентации структурных элементов (текстуры). Наименьшей анизотропией характеризуются изверженные грунты с массивной текстурой, а наибольшей – метаморфические грунты с ориентированной текстурой – гнейсы, сланцы, а также осадочные грунты со слоистой текстурой. Модуль деформации в направлении, параллельном слоистости, всегда выше, чем в направлении, перпендикулярном слоистости.

Существенное влияние на упругие характеристики скальных грунтов оказывает характер заполнителя пор и трещин. Воздушно-сухие грунты имеют более низкие значения динамических упругих констант чем водонасыщенные, так как воздух не обладает упругостью по сравнению с водой, по этой же причине трещиноватые скальные грунты с минеральным заполнителем обладают большей упругостью, чем без заполнителя. Статические же модули упругости E грунтов, наоборот, снижаются при водонасыщении образцов, так как вода обуславливает некоторое проявление грунтами пластических свойств. Причем влияние водонасыщения на упругие константы тем больше, чем выше пористость и трещиноватость грунта.

Величина упругих констант зависит также и от масштабного фактора, т. е. от объема испытываемого грунта. Чем больше объем, тем больше в нем вероятность нахождения различных дефектов (пор, трещин и др.) и выше их плотность, с ростом объема испытываемого грунта снижаются величины упругих констант.

Из внешних факторов, влияющих на упругие константы, основное значение имеет температура грунта. Установлено, что для всех типов скальных грунтов с ростом температуры растет проявление пластических и уменьшается проявление упругих свойств, поэтому при нагревании скальных грунтов величины упругих констант закономерно снижаются [50].

8.5.3. Определение показателей прочности и деформируемости мерзлых грунтов

Испытания проводят на образцах мерзлого грунта ненарушенного сложения с природной влажностью и льдистостью, в которых толщина прослоек льда должна быть не более 2 мм, а льдистость $I \leq 0,4$. Предел прочности определяется по результатам нагружения образцов грунта вертикальной нагрузкой в условиях свободного бокового расширения до хрупкого разрушения или достижения незатухающей ползучести.

Испытание методом одноосного сжатия мерзлого грунта проводят для определения *характеристик прочности* [17]:

- предельно-длительного значения предела прочности на одноосное сжатие R_c ;
- условно-мгновенного значения предела прочности на одноосное сжатие R_{oc} ;

характеристик деформируемости:

- модуля линейной деформации E ;
- коэффициента поперечного расширения ν ;
- коэффициента нелинейной деформации A ;

характеристики ползучести:

- коэффициента вязкости сильнольдистых грунтов η для песков (кроме гравелистых и крупных) и глинистых грунтов, кроме заторфованных, засоленных и сыпучемерзлых разновидностей указанных грунтов.

В состав установки для испытания мерзлого грунта методом одноосного сжатия должны входить: платформы (подвижная и неподвижная) с набором штампов для установки и крепления образца грунта; механизм для вертикального нагружения образца; устройства для измерения продольных и поперечных деформаций. Конструкция установки и механизм для вертикального нагружения образца грунта должны обеспечивать: возможность нагружения образца грунта непрерывно при постоянной скорости деформирования образца не менее 1 мм/с или ступени длительностью не более 5 с; общую нагрузку на образец грунта не менее 30 кН; возможность деформации образца не менее 0,2. Принципиальная схема установки приведена на рис. 8.60.

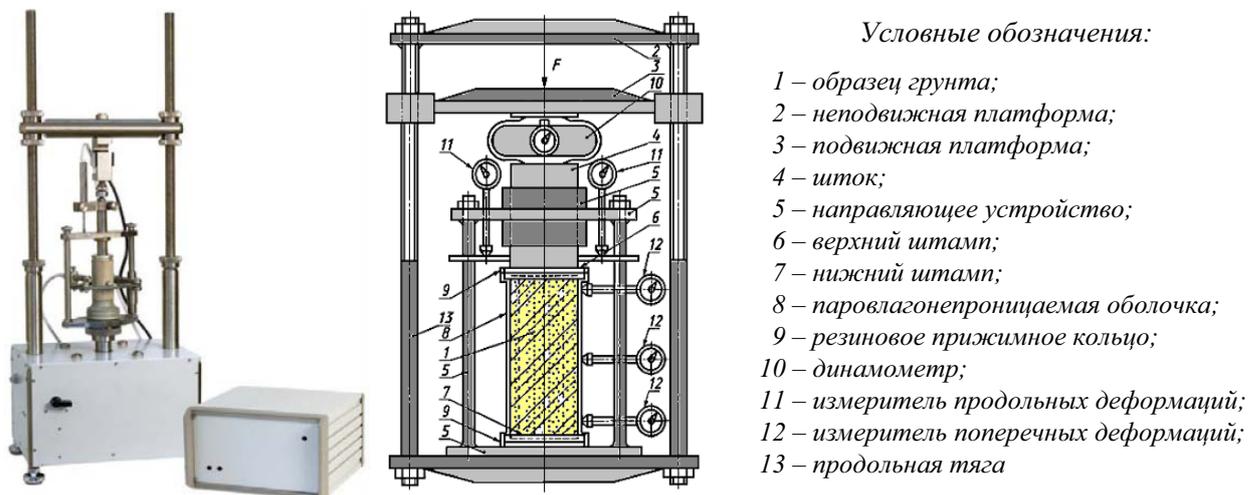


Рис. 8.60. Установка для испытания мерзлых грунтов на одноосное сжатие [140, 17]

Образец грунта извлекают из кольца, помещают между нижним и верхним штампами и производят следующие операции: закрепляют паровлагонепроницаемую оболочку на боковых поверхностях штампов; на образец устанавливают устройства для измерения поперечных деформаций; образец со штампами помещают на нижнюю неподвижную платформу установки и центрируют; закрепляют устройства для измерения продольных деформаций образца.

После выдерживания образца грунта в установке производят предварительное обжатие образца давлением, равным напряжению от собственного веса грунта на горизонте отбора образца (но не более половины условно-мгновенного значения прочности на одноосное сжатие), в течение 15 с. Затем образец разгружают, записывают показания приборов и фиксируют время начала испытаний.

Проведение испытания при непрерывном быстром возрастании нагрузки для определения условно-мгновенного значения предела прочности на одноосное сжатие R_{oc} [17]. К образцу плавно, не допуская ударов, прикладывают нагрузку, увеличивая ее непрерывно и обеспечивая постоянную скорость деформирования образца не менее 1 мм/с. Испытание должно продолжаться до момента разрушения образца, если разрушение носит хрупкий характер, или до момента, когда относительная продольная деформация достигнет значения $\varepsilon \geq 0,20$, если образец деформируется вязко, без видимых признаков разрушения. В процессе испытания производят автоматическую запись нагрузки на образец и его деформаций. При отсутствии системы автоматической записи фиксируют нагрузку и высоту образца грунта в момент его разрушения или вязкого деформирования.

По результатам испытания при непрерывном быстром возрастании нагрузки определяют условно-мгновенное значение предела прочности на одноосное сжатие R_{oc} , МПа, по формулам:

$$R_{oc} = \frac{P}{S_0} - \text{при хрупком разрушении образца;}$$

$$R_{oc} = \frac{P}{S} - \text{при пластичном разрушении образца,}$$

где S_0 и S – соответственно начальная и конечная (после проведения испытания) площади поперечного сечения образца, см²; P – разрушающая нагрузка, кН.

Проведение испытания на ползучесть для определения предельно длительного значения предела прочности на одноосное сжатие R_c и характеристик деформируемости E , ν и A [17].

К образцу плавно, не допуская ударов, прикладывают нагрузку, увеличивая ее равными ступенями нагружения. Время приложения нагрузки на каждой ступени должно быть не более 30 с. На каждой ступени осевое напряжение в образце должно быть постоянным ($\sigma_{z,i} = \text{const}$).

Нагрузку на образец грунта P , кН, на каждой ступени нагружения определяют по формуле

$$P = \frac{\pi \sigma_{z,i} d_i^2}{4},$$

где d_i – средний диаметр образца грунта в момент приложения очередной ступени нагружения, см.

Напряжение $\sigma_{z,i}$, МПа, на каждой ступени нагружения определяют по формулам:

$$\sigma_{z,i} = \frac{R_c n_i}{10}, \quad \sigma_{z,i} = \frac{R n_i}{5},$$

где R_c – условно-мгновенное значение предела прочности грунта на одноосное сжатие, определяемое по результатам испытания при непрерывном быстром возрастании нагрузки, МПа; n_i – порядковый номер ступени нагружения; R – расчетное сопротивление грунта под подошвой фундамента, МПа (табл. 8.73).

Для обеспечения постоянства осевого напряжения в образце на каждой ступени нагружения дополнительно увеличивают нагрузку P на ΔP при увеличении диаметра образца на 3 % (2 мм для образцов диаметром 71,4 мм) с момента начала испытания или предшествующего догружения. Значение ΔP , кН, определяют по формуле

$$\Delta P = \frac{\pi}{4} \sigma_{z,i} (d_{j,l}^2 - d_{i,j-1}^2),$$

где $d_{i,j}$ – диаметр образца в момент догружения, см; $d_{i,j-1}$ – диаметр образца в момент при-
ложения ступени нагружения или предшествующего догружения, см. При обосновании
допускается определять изменение площади образца по формуле: $d = d_0(0,89\varepsilon + 0,97)$, где
 d_0 – диаметр образца в начале опыта, см; ε – относительная продольная деформация об-
разца, д. ед.

Таблица 8.73

Расчетные сопротивления мерзлого грунта под фундаментом

Грунты	Температура испытаний $T, ^\circ\text{C}$											
	-0,3	-0,5	-1	-1,5	-2	-2,5	-3	-3,5	-4	-6	-8	-10
При льдистости грунтов $i_i < 0,2$												
1. Пески сред- ней крупно- сти	0,55	0,95	1,25	1,45	1,6	1,8	1,95	2,0	2,2	2,6	2,95	3,3
2. Пески мелкие и пылеватые	0,45	0,7	0,9	1,1	1,3	1,4	1,6	1,7	1,8	2,2	2,55	2,86
3. Супеси	0,3	0,5	0,7	0,8	1,05	1,15	1,30	1,40	1,5	1,9	2,25	2,5
4. Суглинки и глины	0,25	0,45	0,55	0,65	0,8	0,9	1,0	1,1	1,2	1,55	1,9	2,2
При льдистости грунтов $i_i \geq 0,2$												
Все виды грун- тов (пп. 1–4)	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,75	0,85	0,95	1,25	1,55	1,75

Продолжительность действия каждой ступени нагружения должна составлять 24 ч, при обосновании – до 48 ч и более. На каждой ступени нагружения записывают показания устройств для измерения деформаций через интервалы времени и строят график зависимости продольной деформации образца грунта от времени – кривую ползучести (рис. 8.61, а). Испытание продолжают до тех пор, пока процесс деформирования образца не перейдет в стадию незатухающей ползучести (стадия незатухающей ползучести считается достигнутой, когда деформации образца будут развиваться с постоянной или увеличивающейся скоростью) или относительная продольная деформация образца достигнет 0,20. Скорость деформации считают постоянной, если в трех последовательных интервалах измерений деформация изменяется менее чем на 0,02 мм за 2 ч.

Предельно длительное значение предела прочности на одноосное сжатие грунта R_c , МПа, определяют по результатам испытания на ползучесть:

$$R_c = 0,6\sigma_{k-1},$$

где σ_{k-1} – напряжение в образце грунта на ступени нагружения, предшествующей k -й ступени, на которой процесс деформирования образца переходит в стадию незатухающей ползучести, МПа.

Проведение испытания на ползучесть для определения коэффициента вязкости сильнольдистых грунтов [17]. Коэффициентом вязкости (η) называется показатель деформируемости, характеризующий скорость пластично-вязкого течения сильнольдистого мерзлого грунта, зависящий от времени действия нагрузки и значения отрицательной температуры грунта.

При испытаниях на ползучесть образцы должны иметь форму цилиндра диаметром 71,4 и высотой 140 мм или диаметром 49 и высотой 100 мм, толщина прослоек льда в образце должна быть не более 10 мм.

К образцу грунта прикладывают нагрузку, каждую ступень нагружения выдерживают до условной стабилизации продольной деформации образца грунта, когда приращение вертикальной деформации не превышает 0,01 мм за 12 ч, или до достижения стадии незатухающей ползучести. На каждой ступени нагружения записывают показания приборов для измерения деформаций образца грунта через интервалы времени.

Для каждой ступени строят кривую ползучести (рис. 8.61, а), на которой выделяют линейные участки, отражающие деформирование образца грунта с постоянной скоростью, если оно имело место при данном значении напряжения. Для выделенных линейных участков определяют значение скорости деформирования образца v_i (мм/ч)

$$v = \frac{\Delta h_i}{\Delta t_i},$$

где Δh_i – разность продольных деформаций образца грунта в конце и начале периода деформирования грунта с постоянной скоростью на i -й ступени нагружения, мм; Δt_i – продолжительность периода деформирования образца с постоянной скоростью на i -й ступени нагружения, ч.

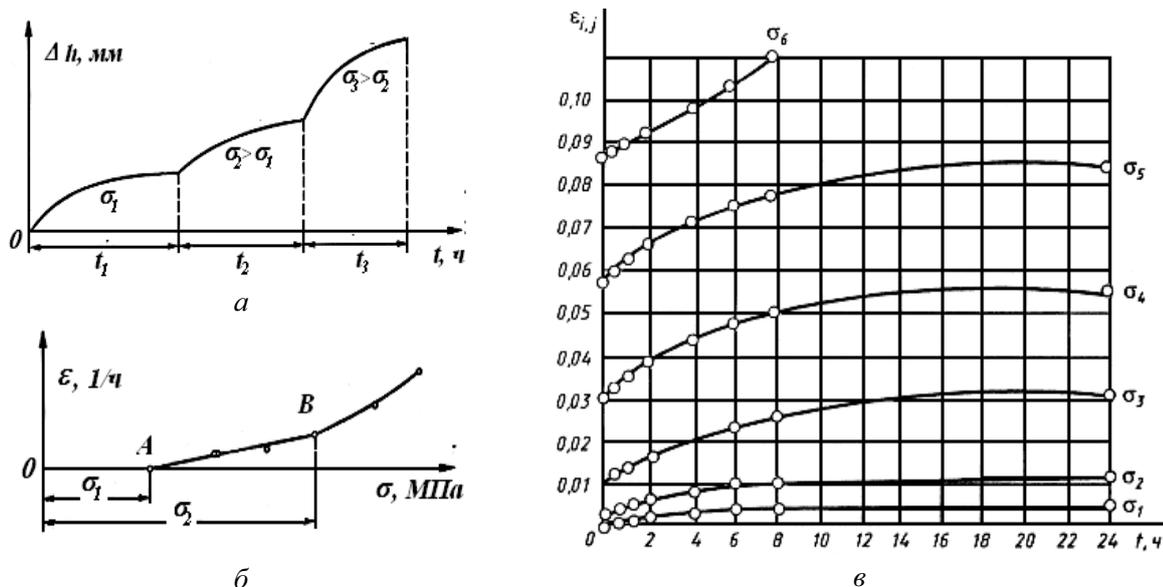


Рис. 8.61. Результаты испытания мерзлого грунта методом одноосного сжатия: а – график зависимости продольной деформации образца от времени; б – реологическая кривая, отражающая зависимость $\varepsilon_i = f(\sigma_j)$; в – семейство кривых ползучести при постоянных напряжениях σ

По вычисленным значениям v_i определяют значения скорости относительного деформирования образца грунта ε_i , 1/ч, на i -й ступени нагружения по формуле

$$\varepsilon_i = \frac{v_i}{h}, \quad (8.22)$$

где h – начальная высота образца грунта, мм.

На основании полученных значений ε_i строят реологическую кривую, отражающую зависимость $\varepsilon_i = f(\sigma_i)$ (рис. 8.61, б). Реологическую кривую на начальном участке аппроксимируют прямой наилучшего приближения к экспериментальным точкам графически или методом наименьших квадратов.

Испытание заканчивают, когда на начальном линейном участке реологической кривой получено не менее трех экспериментальных точек и столько же за его пределами после перехода рассматриваемой зависимости в нелинейную. Если указанное условие не выполняется, то необходимо увеличить число ступеней нагружения.

По результатам определяют коэффициент вязкости сильнольдистых грунтов η , МПа·ч, с точностью до 10 МПа·ч:

$$\eta = \frac{\sigma_2 - \sigma_1}{3\varepsilon},$$

где σ_1 – напряжение, соответствующее точке А пересечения линейного участка реологической кривой (рис. 8.61, б) с осью абсцисс, МПа; σ_2 – напряжение, соответствующее конечной точке В линейного участка реологической кривой, МПа; ε определяется по формуле (8.22).

Обработку результатов испытаний выполняют одновременно с проведением самих испытаний, переход к следующему этапу испытаний (ступени нагружения и т. д.) осуществляют после обработки результатов на предыдущем этапе.

По результатам этого же испытания определяют также такие характеристики деформируемости мерзлого грунта, как *модуль линейной деформации* E , *коэффициент нелинейной деформации* A и *коэффициент поперечного расширения* ν .

Модулем линейной деформации (E) называется показатель линейной деформируемости мерзлого грунта, отражающий отношение напряжений к вызванным относительным продольным деформациям.

Коэффициентом нелинейной деформации (A) называется показатель, характеризующий зависимость деформаций ползучести мерзлого грунта от напряжений и времени.

Показатели E и A определяют по зависимости, устанавливающей связь между относительными продольными деформациями ε , напряжениями σ и временем действия нагрузки t :

$$\varepsilon(\sigma, t) = f(\sigma)t, \quad (8.23)$$

где $f(\sigma)$ – функция напряжений σ для времени t их действия, равного 1 ч, которую принимают в виде: $f(\sigma) = \sigma / E_0$ – для модели линейно деформируемого основания, $f(\sigma) = (\sigma / A_0)^{1/m}$ – для модели нелинейно деформируемого основания, где E_0 и A_0 – параметры функции $f(\sigma)$; m – коэффициент нелинейности по напряжениям.

Предельно длительные значения показателей E и A вычисляют по формулам:

$$E = E_0 t_u^\alpha; \quad A = A_0 t_u^\alpha,$$

где t_u – время, равное сроку службы здания или сооружения (50 лет = $4,38 \cdot 10^5$ ч); α – коэффициент нелинейности во времени [17].

Для установления зависимости (8.23) исходные данные испытаний обрабатывают в соответствии с теорией наследственной ползучести. Используя кривую ползучести, последовательно вычисляют ряд значений $\varepsilon_{i,j}$, имеющих смысл деформаций, которые развились бы под действием постоянного напряжения ($i = 1, 2, \dots$), соответствующего напряжению i -й ступени нагружения, за время t_j . Вычисления производят по формуле

$$\varepsilon_{i,j} = \varepsilon_{i-1,j} + \Delta \varepsilon_{i,j},$$

где $\varepsilon_{i-1,j}$ – полная относительная продольная деформация предшествующей ступени нагружения в момент времени t_j (вычисленная по этой формуле ранее при $\varepsilon_{0,j} = 0$); $\Delta \varepsilon_{i,j}$ – приращение относительной деформации, определяемое по кривой ползучести (рис. 8.61, а) и представляющее собой разность между деформацией, накопленной к моменту, когда i -я ступень нагрузки действовала в течение времени t_j , и деформацией, накопленной к началу действия i -й ступени нагрузки.

Моменты времени t_j назначают одинаковыми для каждой ступени нагружения с учетом того, что отсчеты по всем приборам снимаются через 5, 10, 20, 30 и 60 мин после приложения нагрузки, затем через 2 ч в течение рабочего дня и далее два раза в сутки до условной стабилизации деформации. Результаты представляют в виде семейства кривых ползучести при постоянных напряжениях σ (рис. 8.61, в).

Для определения параметра α и набора значений $f(\sigma_1)$ полученные значения $\varepsilon_{i,j}$ представляют в виде семейства параллельных прямых в координатах $x = \ln t$, $y = \ln \sigma_1$ (рис. 8.62, а). Далее α и $f(\sigma_1)$ вычисляют по формулам: $a = b$, $f(\sigma_i) = e^{a_i}$, где a_j и b – параметры уравнения семейства параллельных прямых $y = a_j + bx$ (рис. 8.62, а), определяемые графически или способом наименьших квадратов [17].

Для модели линейно деформируемого основания набор значений $f(\sigma_1)$ представляют в виде прямой с координатами $x = (\sigma_i)$, $y = f(\sigma_i)$ (рис. 8.62, б) и вычисляют значение E_0 по формуле

$$E_0 = 1 / c,$$

где c – параметр уравнения прямой $y = cx$, проходящей через начало координат, определяют способом наименьших квадратов или графически (рис. 8.62, б), при этом c в масштабе чертежа равен тангенсу угла наклона к оси абсцисс (x) прямой наилучшего приближения к экспериментальным точкам, проходящей через начало координат.

Для модели нелинейно деформируемого основания набор значений $f(\sigma_1)$ представляют в виде прямой в координатах $x = \ln\sigma_1, y = \ln f(\sigma_1)$ (рис. 8.62, в) и вычисляют значение A_0 и m по формулам: $A_0 = e^a, m = 1 / b$, где a и b – параметры уравнения прямой $y = a + bx$ (рис. 8.62, в), определяемые графически или способом наименьших квадратов.

Для определения коэффициент Пуассона ν экспериментальные данные (относительные продольные и поперечные деформации) в конце каждой ступени нагружения представляют в координатах $x = \varepsilon; y = \varepsilon_x$ (рис. 8.62, в). Далее значения ν вычисляют по формуле

$$\nu = 1 / c,$$

где c – параметр уравнения прямой $y = cx$, проходящей через начало координат, определяют способом наименьших квадратов или графически (рис 8.62, б) [17].

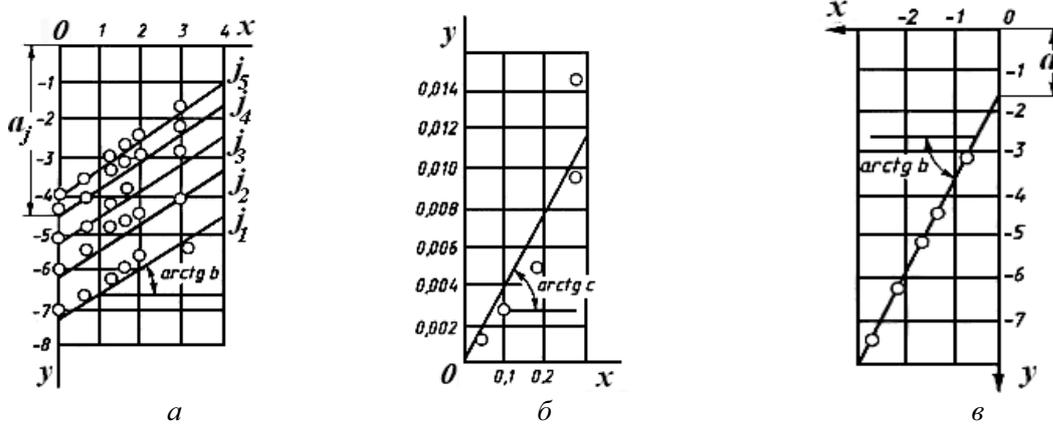


Рис. 8.62. Графики уравнений в координатах:

a – для определения параметра a и набора значений $f(\sigma_1)$: $x = \ln t, y = \ln \sigma_1$;

б – для модели линейно деформируемого основания $x = (\sigma_1), y = f(\sigma_1)$;

в – для модели нелинейно деформируемого основания: $x = \ln \sigma_1, y = \ln f(\sigma_1)$

и для определения коэффициент Пуассона в координатах: $x = \varepsilon; y = \varepsilon_x$ [17]

Временное сопротивление сжатию мерзлых грунтов зависит от тех же внутренних факторов, которые были рассмотрены выше, а также в значительной мере от наличия льда, выполняющего роль цемента, влияющего на прочность грунта. Влияние влажности-льдистости на прочность мерзлых грунтов весьма существенно, так как с увеличением степени водонасыщения промерзающих грунтов до 0,8...0,9 их прочность закономерно возрастает, что обусловлено увеличением при этом относительного количества ледяных цементационных контактов и формированием более однородной монолитной текстуры. Однако дальнейшее увеличение водонасыщения (при $S_r > 0,8...0,9$) приводит к пучению грунта, образованию ледяных прослоек и включений, что снижает прочность грунта. Эта закономерность в целом характерна для различных видов мерзлых дисперсных грунтов, но ее проявление имеет свои особенности в зависимости от интервала температуры, дисперсности и химико-минерального состава.

Средние значения условно-мгновенной прочности на одноосное сжатие мерзлых грунтов в зависимости от льдистости и ледяных шпиров приведены в табл. 8.74. По данным Л.Т. Роман и др., наблюдается уменьшение прочности на сжатие дисперсных грунтов с увеличением их льдистости за счет включений и соответственно с увеличением толщины ледяных шпиров. При постоянной льдистости-влажности увеличение числа ледяных шпиров приводит к росту прочности [50]

Условно-мгновенная прочность на сжатие мерзлых грунтов [50]

Грунт	Льдистость за счет включений льда	Влажность		Прочность (МПа) при числе шпиров		
		прослоев w_{np}	суммарная w_{tot}	3	5	7
Песок	0,3	0,43	0,75	5,5	6,6	9,6
	0,5	0,48	1,30	3,6	5,5	6,1
Супесь	0,3	0,45	–	7,15	–	10,4
Суглинок	0,3	0,48	0,86	7,3	9,0	11,1
	0,5	0,65	1,50	5,3	8,0	8,7

8.6. Определение показателей прочности и деформируемости грунтов методом трехосного сжатия

8.6.1. Определение показателей прочности и деформируемости дисперсных грунтов

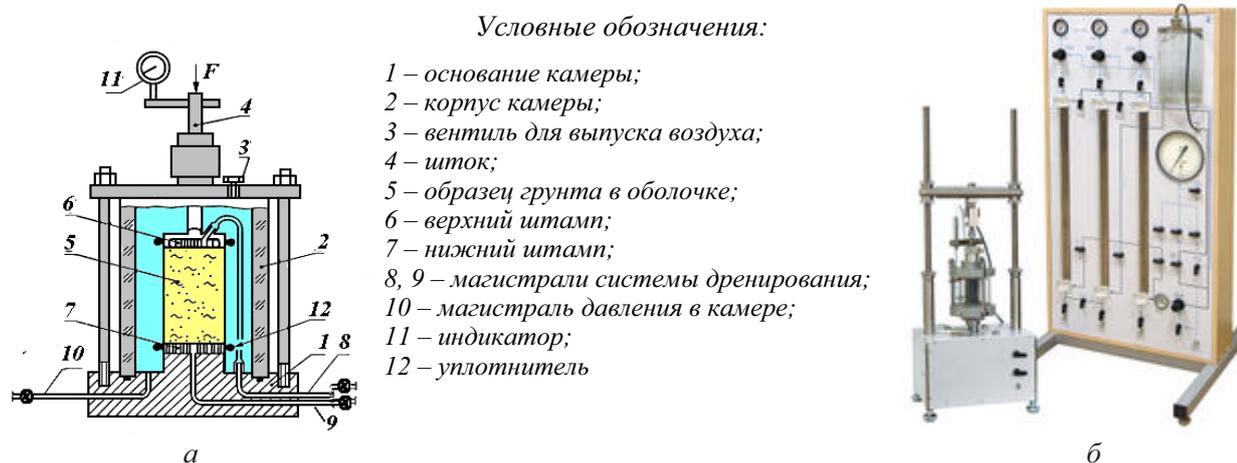
Согласно требованиям нормативных документов [109, 111], основным методом определения характеристик прочности и деформируемости грунтов оснований сооружений, как в зарубежной, так и в российской практике, является метод трехосного сжатия. При трехосном сжатии прочность грунта зависит от соотношения главных нормальных напряжений σ_1 , σ_2 и σ_3 . Испытания на трехосное сжатие проводят по схеме соотношения главных напряжений: $\sigma_1 > \sigma_2 \neq \sigma_3 > 0$ (истинное трехосное сжатие), или чаще по схеме $\sigma_1 > \sigma_2 = \sigma_3 > 0$, где σ_1 – максимальное главное напряжение; $\sigma_2 = \sigma_3$ – минимальные, они же промежуточные главные напряжения. Этот метод имеет ряд преимуществ перед испытанием грунтов на сдвиг и компрессию, так как позволяет получать большее количество параметров; в процессе опыта можно контролировать условия дренирования и измерять поровое давление; распределение напряжений в образце остается более или менее постоянным и более однородным, чем при прямом срезе.

Испытание *песков, глинистых, органо-минеральных и органических грунтов* методом трехосного сжатия проводится для определения следующих характеристик:

- угла внутреннего трения φ , град.;
- удельного сцепления c , МПа;
- сопротивления недренированному сдвигу c_u , МПа;
- модуля деформации E , МПа;
- модуля сдвига G , МПа;
- модуля объемной деформации K , МПа;
- коэффициента поперечной деформации ν для дисперсных грунтов.

Эти характеристики определяют по результатам испытаний образцов грунта в камерах трехосного сжатия, дающих возможность бокового расширения образца грунта в условиях трехосного осесимметричного статического нагружения. В состав установки должны входить: камера трехосного сжатия; устройство для создания, поддержания и измерения давления в камере; механизм для вертикального нагружения образца; устройства для измерения вертикальных и объемных деформаций образца; устройства для измерения порового давления, основанные на компенсационном принципе, и датчики давления высокой жесткости; система противодействия. Конструкция камеры трехосного сжатия должна обеспечивать: боковое расширение образца; отжатие воды из образца; герметичность основных деталей; минимально возможное трение штока во втулке камеры; измерение объема жидкости, закачиваемой в камеру. Измерительные устройства должны обеспечивать погрешность при замере вертикальной нагрузки на образец не более 2 % от нагрузки при разрушении образца; при измерении напряжения от веса штампа – 1 кПа; при измерении давления в камере – 2 % от заданного; при измерении вертикальной деформации образца – 0,01 мм; при измерении объемных деформаций образца – 0,05 % от начального объема образца.

На рис. 8.63, б представлен прибор трехосного сжатия производства ООО «НПП «Геотек»», который выпускается с камерами двух типов – А и Б. Камера типа А используется при определении прочностных и деформационных характеристик песчаных и глинистых грунтов в условиях предварительного изотропного обжатия (консолидации), т. е. когда $\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$. Камеру типа Б рекомендуется использовать при определении прочностных и деформационных характеристик грунтов в условиях предварительной изотропной или анизотропной консолидации, т. е. когда $\sigma_1 \neq \sigma_2 = \sigma_3$ [140].



Условные обозначения:

- 1 – основание камеры;
- 2 – корпус камеры;
- 3 – вентиль для выпуска воздуха;
- 4 – шток;
- 5 – образец грунта в оболочке;
- 6 – верхний штамп;
- 7 – нижний штамп;
- 8, 9 – магистрали системы дренирования;
- 10 – магистраль давления в камере;
- 11 – индикатор;
- 12 – уплотнитель

Рис. 8.63. Приборы трехосного сжатия:

а – схема камеры трехосного сжатия;
б – установка трехосного сжатия конструкции ООО «НПП «Геотек»» [140]

Испытания по определению прочностных характеристик проводят до разрушения образца приложением вертикальной нагрузки при заданном всестороннем давлении (давлении в камере) на образец грунта σ_3 . Испытания проводят по следующим схемам (рис. 8.64):

- **неконсолидированно-недренированное (НН) испытание** для определения сопротивления недренированному сдвигу c_u водонасыщенных в природных условиях глинистых, органо-минеральных и органических грунтов природной плотности;
- **консолидированно-недренированное (КН) испытание** с измерением порового давления для определения характеристик прочности ϕ и c и консолидации c_v для водонасыщенных в природных условиях дисперсных грунтов;
- **консолидированно-дренированное (КД) испытание** для определения характеристик прочности ϕ и c и коэффициента консолидации c_v водонасыщенных в природных условиях дисперсных грунтов и характеристик деформируемости E и ν для любых дисперсных грунтов.

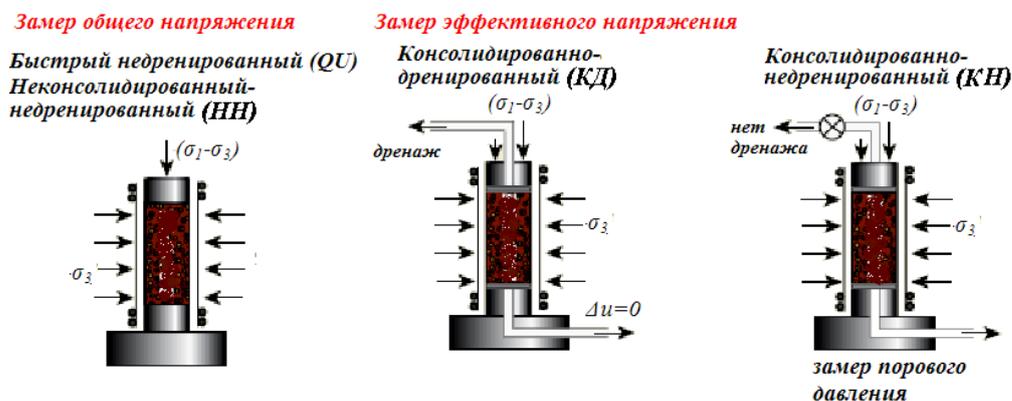


Рис. 8.64. Схемы опытов на трехосное сжатие [136]

Неконсолидированно-недренированное испытание проводится с целью определения несущей способности оснований быстровозводимых насыпных сооружений с незавершенной степенью консолидации, когда глинистые грунты основания имеют степень водонасыщения $S_r \geq 0,85$ [5].

Опыт проходит без возможности отжатия воды из образца грунта, для чего между нагрузочными штампами и торцом образца грунта укладываются тонкие полиэтиленовые диски. После создания бокового давления в рабочей камере прибора сразу же прикладывается дополнительная осевая нагрузки, скорость приложения которой не превышает 2–3 минуты. Поровое давление в ходе опыта не измеряется. Параметры прочности c и φ определяются при полных напряжениях при построении кругов Мора по результатам 3 испытаний. Предельная прямая не имеет угла наклона ($\varphi = 0$) к оси нормальных напряжений, поэтому прочность грунта определяется только силами сцепления, параметр недренированной прочности определяется из выражения $c_u = \Delta\sigma / 2$ и не зависит от величины всестороннего обжатия σ_3 , что видно из результатов опытов (рис. 8.65, а).

Консолидированно-недренированное испытание проводится для определения характеристик прочности грунтов в нестабилизированном состоянии.

Испытания проводятся в два этапа. На первом этапе образец грунта уплотняется всесторонним боковым давлением при условии полного дренирования поровой воды из образца грунта до рассеивания порового давления. На этой стадии эффективные напряжения равны боковому давлению. После рассеивания порового давления переходят к вертикальному нагружению образца грунта: кран дренирования закрывается и осевая нагрузка прикладывается ступенями вплоть до разрушения образца. Стадия консолидации обычно занимает 24 часа, а стадия сдвига от 2–10 минут до 2 часов. В течение всего периода вертикального нагружения в образце грунта возникает избыточное поровое давление. Круги Мора для эффективных напряжений (С и Д, рис. 8.65) смещены на величину порового давления (u) от кругов, построенных для полных напряжений (А и В, рис. 8.65). Касательные к кругам Мора позволяют найти параметры прочности в эффективных и полных напряжениях, при этом силы сцепления равны нулю. В том случае, если нагрузка от сооружения прикладывается длительное время и плотность (пористость) грунта основания изменится во времени, то прочность глинистых грунтов следует оценивать с использованием эффективных напряжений.

Консолидированно-дренированное испытание проводят для определения характеристик прочности и деформируемости любых дисперсных грунтов в стабилизированном состоянии. *Консолидированно-дренированные испытания* глинистых грунтов проводятся в том случае, если грунты обладают способностью дренирования и быстрого рассеивания избыточного порового давления. Как правило, подобное состояние наблюдается в основании большинства возводимых гражданских и промышленных зданий или сооружений. В некоторых случаях при проектировании естественных склонов и насыпей на переуплотненных глинистых грунтах также рекомендуется проводить консолидированно-дренированные испытания.

Испытания проводятся в два этапа. На первом этапе водонасыщенные образцы грунта подвергаются всестороннему сжатию боковым давлением $\sigma_2 = \sigma_3$ в рабочей камере прибора трехосного сжатия. Возникающее поровое давление рассеивается, так как испытания проводятся по открытой схеме с возможностью дренирования. После стабилизации деформаций при консолидации (обычно не менее 24 часов) медленно небольшими ступенями прикладывается девиаторное напряжение ($\sigma_1 - \sigma_3$) с выдержкой до стабилизации деформации во времени, чтобы за этот период исчезло поровое давление. Данные испытания относят к категории «медленных» трехосных испытаний. По меньшей мере необходимо провести не менее трех испытаний при различном боковом давлении, чтобы построить прямую. Опыт длится от 2-х дней до 2-х недель в зависимости от грунта. В *консолидированно-дренированных испытаниях* полное напряжение равно эффективному, так как поровое давление равно нулю (рис. 8.65, в). Параметры прочности c и φ в этих испытаниях определяются в эффективных напряжениях [5]. Далее будут приведены более детальные описания хода работ по каждой схеме согласно [17].

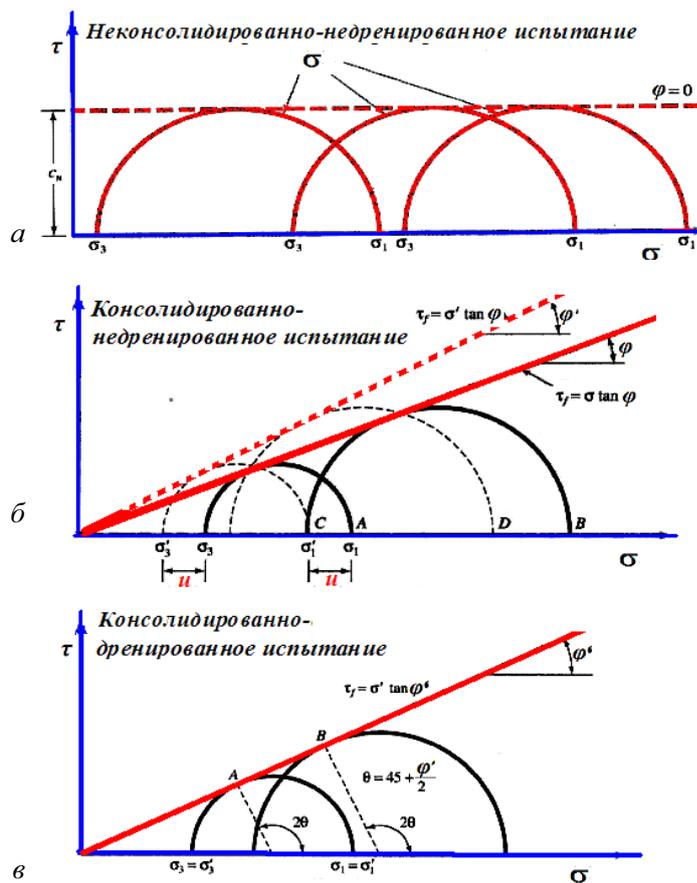


Рис. 8.65. Диаграммы кругов Мора для различных схем испытаний в приборах трехосного сжатия

Испытания в условиях трехосного сжатия проводят в приборах трехосного сжатия (стабилометрах). Испытания вертикальной нагрузкой проводят при заданном всестороннем давлении на образец грунта или заданном среднем нормальном напряжении. Измерение вертикальной деформации образца грунта проводятся с точностью не менее 0,01 мм, а измерение объемных деформаций образца грунта – с погрешностью не более 0,03 % от начального объема образца.

Испытания для определения частных значений ϕ и c проводят не менее чем для трех идентичных образцов исследуемого грунта при различных значениях всестороннего давления в камере на образец.

Испытания для определения характеристик деформируемости проводят приложением вертикальной нагрузки при заданном всестороннем давлении на образец.

Для испытаний используют образцы грунта ненарушенного сложения с природной влажностью или образцы нарушенного сложения с заданными значениями плотности и влажности. Образцы должны иметь форму цилиндра диаметром не менее 35 мм и отношением высоты к диаметру от 1,85 до 2,25. Диаметр образца выбирается таким образом, чтобы максимальный размер включений не превышал 1/6 его диаметра. Образец грунта вырезают из монолита при помощи металлического цилиндра с заостренным нижним концом. Для уменьшения трения в процессе вырезания образца с помощью цилиндрической формы ее внутренний диаметр должен быть на 0,5...1,0 мм больше внутреннего диаметра режущей кромки. При помощи выталкивателя образец извлекают из цилиндра, измеряют его высоту и диаметр и взвешивают. Для ускорения процесса консолидации образца глинистого грунта при КН- и КД-испытаниях рекомендуется наклейка на образец вертикальных полос влажной фильтровальной бумаги, покрывающей не более 50 % окружности образца.

Систему противодействия камеры прибора трехосного сжатия, подводящей воду к штампам, и отверстия в штампах заполняют дистиллированной деаэрированной водой путем поднятия давления в системе противодействия с полным вытеснением пузырьков воздуха. Излишек воды убирают фильтровальной бумагой.

Торцы образца покрывают влажными бумажными фильтрами и помещают его на основание камеры, снабженной насыщенным водой пористым диском. На образец надевают резиновую оболочку. Сверху устанавливают верхний штамп, закрепляют оболочку на боковых поверхностях штампов резиновыми или металлическими уплотнителями.

Образец связного грунта нарушенного сложения с заданными значениями плотности и влажности изготавливают в разъемной форме.

Образец несвязного грунта (песок) нарушенного сложения формируется непосредственно в камере прибора трехосного сжатия, для этого на внутреннюю поверхность разъемной формы предварительно помещают резиновую оболочку, концы которой загибают на края формы. Разъемную форму устанавливают на основание камеры, фиксируя нижний край оболочки.

Формирование образца песка ведут методом сухой послойной отсыпки или методом послойного осаждения песка из его взвеси в воде. Сверху на сформированный образец укладывается бумажный фильтр и устанавливается верхний штамп, на котором закрепляют верхний край резиновой оболочки. Перед снятием формы в образце создают небольшое отрицательное поровое давление (не более 0,01 МПа).

Перед водонасыщением образца сухого песка рекомендуется пропустить его углекислым газом (CO_2) под давлением не более 10 кПа в течение 30 мин, который впоследствии растворится в воде без защемления пузырьков газа.

После помещения образца на основание камеры корпус камеры с поднятым в верхнее положение и зафиксированным штоком устанавливают на основание и проверяют положение штока по отношению к центру образца; корпус камеры закрепляют на основании; заполняют камеру рабочей жидкостью (деаэрированной водой) с полным удалением пузырьков воздуха; устанавливают устройство для измерения вертикальной деформации образца; присоединяют устройства для измерения объемной деформаций образца грунта и (или) порового давления (в зависимости от схемы испытаний); записывают начальные показания всех измерительных устройств.

Результаты испытаний оформляют в виде графиков зависимости деформации образца от нагрузки и от изменения деформаций во времени.

Проведение неконсолидированно-недренированного (НН) испытания [17]. Перед испытанием образцов водонасыщенных в природных условиях глинистых, органоминеральных и органических грунтов необходимо провести их предварительное обжатие (реконсолидацию) *по методу восстановления фазового состава (ВФС)*. Метод предназначен для восстановления природной плотности и двухфазного состояния (при сохранении природной влажности) образцов, разуплотненных в результате паро-газовыделения в процессе пробоотбора. Предварительное водонасыщение необходимо для контроля порового давления и эффективных напряжений в образце в процессе испытания.

Метод восстановления фазового состава (ВФС) используется при проведении трехосных испытаний водонасыщенных в условиях природного залегания глинистых, органоминеральных и органических грунтов. Процедура восстановления фазового состава заключается в следующем: в камеру прибора трехосного сжатия устанавливают образец грунта, перекрывают дренаж системы противодействия, что исключает возможность оттока поровой жидкости в процессе реконсолидации. Путем поднятия давления в камере производят обжатие образца всесторонним давлением ступенями:

- для грунтов мягкопластичной и текучей консистенции не более 25 кПа;
- для грунтов тугопластичной и пластичной консистенции не более 50 кПа;
- для грунтов полутвердой и твердой консистенции от 100 до 200 кПа.

В процессе обжатия на каждой ступени с интервалом в 15 мин измеряют поровое давление. При повторяемости показаний достигнутое значение порового давления фиксируется и прикладывается следующая ступень давления.

В процессе испытания строят кривую зависимости порового давления от всестороннего давления $u = f(\sigma_3)$. Критерием завершения восстановления фазового состава является выход указанной кривой на прямую, проходящую под углом 45° не менее чем через три точки. Если график $u = f(\sigma_3)$ не вышел на прямую под углом 45° , а давление в камере уже достигло величины полного среднего бытового давления, то для НН-испытаний водонасыщение считается завершенным.

Допускается производить реконсолидацию в условиях отсутствия дренажа всесторонним давлением в камере, равным среднему полному бытовому давлению, в течение 30 мин. В конце этапа реконсолидации должно быть зафиксировано изменение высоты образца Δh_c .

Метод водонасыщения образца противодавлением предназначен для КН- и КД-трехосных испытаний глинистых, органо-минеральных и органических грунтов, водонасыщенных в условиях природного залегания. Метод является вспомогательным и используется как дополнительный в случае, когда водонасыщение методом ВФС не было достигнуто.

Водонасыщение образца противодавлением производят попеременным приложением к образцу полного давления и противодействия. Перед началом водонасыщения образца противодавлением необходимо перекрыть дренаж системы противодействия, подведенный к одному или двум торцам образца, затем произвести обжатие образца дополнительной ступенью всестороннего давления 50 кПа. В процессе обжатия на ступени производят измерение порового давления u с интервалом в 15 мин, при повторяемости показаний достигнутое значение u фиксируется.

Во время процесса обжатия и водонасыщения рассчитывают *коэффициент порового давления* B , равный отношению приращения порового давления на ступени Δu к приращению всестороннего давления $\Delta \sigma_3$: $B = \Delta u / \Delta \sigma_3$.

В системе противодействия при перекрытом дренаже поднимают давление, равное давлению в камере за вычетом выбранной величины «дифференциального давления» (эффективного напряжения в образце в процессе его водонасыщения противодавлением), затем дренаж открывается. *Величину дифференциального давления рекомендуется назначать равной значению эффективного напряжения, достигнутого на этапе реконсолидации по методу ВФС.*

После выравнивания порового давления с давлением противодействия все процедуры повторяются. Водонасыщение считается завершенным при достижении величины *коэффициента порового давления* B значений от 0,95 до 1,0, при этом значение порового давления должно быть не ниже 300 кПа, в противном случае процедуры поднятия противодействия повторяются до достижения указанного значения порового давления.

Разрушение образца производят путем приложения вертикальной нагрузки при ранее достигнутом давлении в камере и перекрытом дренаже. Приложение вертикальной нагрузки производят *с заданной постоянной скоростью деформирования образца (кинематический режим) или ступенями (статический режим).*

При кинематическом режиме нагружения приложение вертикальной нагрузки обеспечивается непрерывным приращением вертикальной деформации образца грунта ε_1 со скоростью 0,5...2 % за 1 мин. Более низкие скорости выбираются для глинистых грунтов полутвердой и твердой консистенции.

При статическом режиме нагружения нагрузку прикладывают ступенями с интервалами от 15 сек до 1 мин. Большие интервалы выбираются для глинистых грунтов полутвердой и твердой консистенции. Величина ступени составляет 10 % от эффективного напряже-

ния – разности между полным давлением в камере и поровым давлением в образце после реконсолидации.

Показания прибора для измерения вертикальной деформации образца грунта записывают не реже чем через 1 % деформации при кинематическом режиме или в конце каждой ступени нагрузки при статическом режиме нагружения.

Испытание продолжают до момента разрушения образца (достижения максимума осевой нагрузки) или до достижения относительной вертикальной деформации образца грунта $\varepsilon_1 = 0,15$. После окончания испытания образец грунта разгружают, сбрасывают давление в камере и сливают рабочую жидкость. Образец грунта извлекают из камеры и отбирают из него пробы для контрольного определения влажности. Необходимо также сфотографировать образец или сделать зарисовку, чтобы зафиксировать характер разрушения образца.

Проведение консолидированно-недренированного (КН) испытания [17]. Перед началом проведения испытания проводят реконсолидацию и водонасыщение образца для контроля порового давления и эффективных напряжений в образце в процессе испытания по методу ВФС и, если это необходимо, продолжают водонасыщение по **методу противодействия**.

Дополнительное уплотнение образца производят путем увеличения всестороннего давления в камере с возможностью дренирования, при поддержании в системе противодействия – давления, равного величине порового давления, достигнутого на стадии реконсолидации или водонасыщения. Величина давления σ_3 при консолидации определяется суммой давления в камере, достигнутого на стадии реконсолидации и заданного давления консолидации σ_c .

Программой испытаний может быть предусмотрена *анизотропная консолидация образца грунта*. Значение максимального давления консолидации $\sigma_{c,max}$ необходимо назначать в зависимости от предполагаемого напряженного состояния грунтового массива с учетом расчетных нагрузок от сооружения и бытового давления. Остальные значения давлений консолидации назначают как часть от $\sigma_{c,max}$ (например, $0,25\sigma_{c,max}$, $0,5\sigma_{c,max}$ и т. д.). При отсутствии указанных данных значения σ_c принимаются в соответствии с табл. 8.75. Всестороннее давление в камере до достижения давления консолидации передают ступенями ($\Delta\sigma_c$), значения которых принимают также в соответствии с табл. 8.75.

Каждую ступень всестороннего давления при консолидации выдерживают не менее 5 мин – для песков, 15 мин – для глинистых, органо-минеральных и органических грунтов. Конечную ступень давления для глинистых, органо-минеральных и органических грунтов выдерживают до завершения 100%-й фильтрационной консолидации образца.

Таблица 8.75

Значения давлений консолидации и ступеней давления

Грунты	Давление консолидации σ_c , МПа	Ступени давления $\Delta\sigma_c$, МПа
Пески крупные и средней крупности плотные; глины с $I_L \leq 0,25$	0,1; 0,3; 0,5	0,1 и далее по 0,2
Пески средней крупности, средней плотности, пески мелкие плотные и средней плотности; глинистые: супеси и суглинки с $I_L \leq 0,5$, глины с $0,25 < I_L \leq 0,5$	0,1; 0,2; 0,3	0,05 до 0,1 и далее по 0,1
Пески средней крупности и мелкие рыхлые, пески пылеватые независимо от плотности; глинистые: супеси, суглинки, глины с $I_L > 0,5$	0,1; 0,15; 0,20	0,025 до 0,05 и далее по 0,05
Органо-минеральные и органические грунты	0,05; 0,075; 0,1	0,025

В процессе консолидации на конечной ступени давления производят измерение объема вытесненной жидкости ΔV_c .

Для определения времени окончания 100%-фильтрационной консолидации в процессе испытания строят график зависимости объемной деформации образца ΔV от квадратного корня из времени $\Delta V = f(\sqrt{t})$ (возможно также использование логарифмической шкалы $\Delta V = f(\lg t)$). Время 100%-й консолидации (t_{100}) определяют по аналогии с компрессионными испытаниями.

Отсчеты по прибору для измерения объемной деформации образца грунта записывают в конце приложения каждой ступени всестороннего давления $\Delta\sigma_3$ (не менее 5 мин – для песков и 15 мин – для глинистых, органо-минеральных и органических грунтов, конечную ступень давления выдерживают до завершения 100%-й фильтрационной консолидации образца). На конечной ступени давления при выдерживании ее до завершения 100%-й фильтрационной консолидации образца отсчеты производят с постепенным увеличением интервалов времени, например через 0,2, 0,5, 1, 2, 5, 10, 15, 30 мин, 1, 2, 4, 8 ч и далее в начале и конце смены. Указанное время проведения отсчетов может быть несколько изменено для удобства построения кривой консолидации методом квадратного корня из времени.

Для определения коэффициента фильтрационной консолидации c_v используют графики зависимости $\Delta V = f(\sqrt{t})$ или $\Delta V = f(\lg t)$, по которым определяют время 90%-й (t_{90}) или 50%-й (t_{50}) консолидации.

После завершения процесса консолидации фиксируют изменение объема ΔV_c образца, вертикальное сжатие Δh_c и перекрывают дренаж.

Разрушение образца производят путем приложения вертикальной нагрузки при ранее достигнутом давлении в камере и перекрытом дренаже. Приложение вертикальной нагрузки производят с заданной постоянной скоростью деформирования образца (кинематический режим) или ступенями (статический режим).

При кинематическом нагружении приложение вертикальной нагрузки обеспечивается непрерывным приращением вертикальной деформации образца грунта ε_1 со скоростью 0,5...2 % за 1 мин. Более низкие скорости выбираются для глинистых грунтов полутвердой и твердой консистенции.

При статическом нагружении нагрузку прикладывают ступенями с интервалами от 15 с до 1 мин. Большие интервалы выбираются для глинистых грунтов полутвердой и твердой консистенции. Величина ступени составляет 10 % от эффективного напряжения – разности между полным давлением в камере и поровым давлением в образце после реконсолидации.

Показания прибора для измерения вертикальной деформации образца грунта записывают не реже чем через 1 % деформации при кинематическом режиме или через каждые 2 минуты при статическом режиме нагружения.

Испытание продолжают до момента разрушения образца (достижения максимума осевой нагрузки) или до достижения относительной вертикальной деформации образца грунта $\varepsilon_1 = 0,15$ (что наступит раньше).

При кинематическом режиме нагружения максимальная скорость деформации для КН- и КД-испытаний определяется по следующей методике.

Методика определения скорости деформации образца грунта [17]. Скорость деформации образца грунта на стадии разрушения при трехосных испытаниях определяют, используя данные, полученные на стадии консолидации образца.

Скорость деформации v для КН- и КД-испытаний определяют по формуле

$$v = \frac{(h - \Delta h_c) \varepsilon_{1f}}{F \cdot t_{50}}, \quad (8.24)$$

где h – начальная высота образца грунта, мм; Δh_c – изменение в высоте образца в конце консолидации, мм; ε_{1f} – ожидаемая вертикальная деформация при разрушении (принимается по результатам первого разрушения, для которого скорость рассчитывается при $\varepsilon_{1f} = 10\%$);

F – коэффициент, зависящий от типа испытаний и условий дренирования (значения F , соответствующие 95%-й диссипации порового давления, приведены в табл. 8.76); t_{50} – время, требуемое для 50%-й фильтрационной консолидации образца грунта, мин.

Таблица 8.76

Значения коэффициента F

Условия дренирования в течение консолидации	Значения F для $h_i / D_i = 2$	
	КН-испытание	КД-испытание
Одностороннее	2,1	34
Двухстороннее	8,4	34
Радиальное и одностороннее	7,2	56
Радиальное и двухстороннее	9,2	64

Примечание. Одностороннее дренирование осуществляется с одного торца образца, двухстороннее – с двух торцов, условия дренирования в течение консолидации и дренированного сдвига должны быть одинаковыми для всех значений F , радиальное дренирование – при наличии на боковой поверхности образца полос фильтровальной бумаги.

При статическом нагружении нагрузку прикладывают ступенями. Величина ступени составляет 10 % от эффективного напряжения – разности между полным давлением в камере и поровым давлением в образце после реконсолидации или заданного программой испытаний. Критерием завершения ступени нагружения является достижение скорости деформации v .

Отсчеты по прибору для измерения вертикальной деформации образца записывают не реже, чем через каждый 1 % деформации.

При статическом режиме нагружения отсчеты по прибору для измерения вертикальной деформации образца записывают через каждые 2 мин.

Испытание продолжают до момента разрушения образца (достижения максимума осевой нагрузки) или до достижения относительной вертикальной деформации образца грунта $\varepsilon_1 = 0,15$. После окончания испытания образец грунта разгружают, сбрасывают давление в камере и сливают рабочую жидкость. Образец грунта извлекают из камеры и отбирают из него пробы для контрольного определения влажности. Необходимо также сфотографировать образец или сделать эскизную зарисовку, чтобы зафиксировать характер разрушения образца.

Проведение консолидированно-дренированного (КД) испытания [17]. При проведении КД-испытаний водонасыщенных в природных условиях грунтов образец грунта водонасыщается и уплотняется в соответствии с вышеприведенной методикой консолидированно-недренированного испытания. После чего рассчитывается коэффициент фильтрационной консолидации c_v .

КД-испытания для определения характеристик прочности производят в условиях открытого дренажа при поддержании величины противодействия, достигнутого на этапе реконсолидации и водонасыщения. При этом образец нагружают вертикальной нагрузкой до разрушения при постоянном всестороннем давлении в камере σ_3 , определяемом в соответствии с методикой консолидированно-недренированного испытания или при иных условиях нагружения, предусмотренных программой испытаний.

Разрушение грунта производится при постоянном всестороннем давлении в камере σ_3 по двум режимам нагружения.

При кинематическом нагружении максимальная скорость деформации определяется в соответствии с формулой (8.1) для КД-испытаний, отсчеты по прибору для измерения вертикальной деформации образца записывают не реже, чем через каждый 1 % деформации.

При статическом нагружении вертикальное давление на образец передают ступенями, равными 10 % заданного всестороннего давления в камере. Критерием завершения ступени нагружения является достижение скорости деформации, определяемой по формуле (8.1). Отсчеты по прибору для измерения вертикальной деформации образца записывают через каждые 10 мин.

Испытание продолжают до момента разрушения образца или до достижения относительной вертикальной деформации образца грунта $\varepsilon_1 = 0,15$. После окончания испытания образец грунта разгружают, сбрасывают давление в камере и сливают рабочую жидкость. Образец грунта извлекают из камеры и берут из него пробы для контрольного определения влажности. Необходимо также сфотографировать образец или сделать зарисовку, чтобы зафиксировать характер разрушения образца.

Испытания для определения характеристик деформируемости водонасыщенных в природных условиях грунтов производят при постоянном всестороннем давлении в камере σ_3 . Приложение вертикальной нагрузки производят либо с заданной скоростью деформирования образца – кинематический режим, либо ступенями – статический режим. Ступени давления в зависимости от всестороннего давления в камере принимают по табл. 8.77. При статическом нагружении отсчеты записывают на каждой ступени давления:

- через 1, 5, 15, 30 мин и далее через 0,5 ч – для песков;
- через 1, 5, 15, 30 мин, 1, 2, 4, 6 и 8 ч, а затем в начале и в конце рабочего дня – для глинистых, органо-минеральных и органических грунтов.

Таблица 8.77

Значения ступени вертикального давления на образец грунта

Грунты		Ступень вертикального давления на образец грунта, % заданного всестороннего давления в камере при номерах ступеней		
		1	2–6	7 и далее
Пески		30	30	15
супеси		10	20	10
Глинистые	суглинки	с $I_L \leq 0,5$	10	20
		$I_L > 0,5$	8	15
	глины	с $I_L \leq 0,5$	6	15
		$I_L > 0,5$	5	10
Органо-минеральные и органические		5	10	5

При проведении КД-испытаний для определения модуля деформации неводонасыщенных в природных условиях грунтов образец грунта уплотняют, повышая всестороннее давление в камере ступенями до заданного значения σ_3 . Значения ступеней давления принимают в соответствии с табл. 8.34. Каждую ступень давления выдерживают не менее 5 мин – для песков и 15 мин – для глинистых, органо-минеральных и органических грунтов, а конечную ступень – до достижения условной стабилизации объемной деформации. За критерий условной стабилизации объемной деформации образца грунта принимают приращение относительной объемной деформации, не превышающее 0,15 % за время, указанное в табл. 8.35. При этом объемную деформацию измеряют по изменению объема воды в камере.

Вертикальное давление на образец передают ступенями в соответствии с табл. 8.77 при постоянном значении σ_3 . Каждую ступень давления выдерживают до условной стабилизации вертикальной деформации образца, за критерий которой принимают приращение относительной вертикальной деформации, не превышающее 0,05 % за время, указанное в табл. 8.35.

Отсчеты по приборам для измерения вертикальных и объемных деформаций образца производят через 1, 5, 15, 30 мин и далее через 0,5 ч – для песков; через 1, 5, 15, 30 мин, 1, 2, 4, 6 и 8 ч, а затем в начале и в конце рабочего дня – для глинистых, органо-минеральных и органических грунтов.

Испытание проводят до разрушения образца или прекращают при заданном вертикальном давлении, определенном с учетом предполагаемого напряженного состояния в исследуемом грунтовом массиве. После окончания испытания образец грунта разгружают, сбрасывают давление в камере и сливают рабочую жидкость. Образец грунта извлекают из камеры и отбирают из него пробы для контрольного определения влажности. Необходимо также сфотографировать образец или сделать эскизную зарисовку, чтобы зафиксировать характер разрушения образца.

По результатам испытания образца грунта в условиях трехосного сжатия вычисляют:

- **абсолютную вертикальную деформацию** образца грунта Δh , мм;
- **относительную вертикальную деформацию** образца грунта ε_1 :

$$\varepsilon_1 = \frac{\Delta h}{h - \Delta h_c}, \quad (8.25)$$

где h – начальная высота образца, мм; Δh_c – абсолютная вертикальная деформация в конце стадии реконсолидации для НН-испытаний и уплотнения (консолидации) для КН- и КД-испытаний, мм (абсолютная объемная деформация образца грунта ΔV , см³, с учетом поправки на расширение камеры для КН- и КД-испытаний).

$$\varepsilon_v = \frac{\Delta V}{V - \Delta V_c}, \quad (8.26)$$

где ΔV – относительная объемная деформация образца грунта ε_v ; V – начальный объем образца, см³; ΔV_c – изменение объема в конце этапа уплотнения (консолидации).

Девииатор напряжений ($\sigma_1 - \sigma_3$), МПа, определяется по формуле

$$\sigma_1 - \sigma_3 = \frac{F - S_s \sigma_3}{S}, \quad (8.27)$$

где F – вертикальная нагрузка, кН; S – площадь поперечного сечения образца, см²; S_s – площадь поперечного сечения штока, см².

При расчете вертикальной нагрузки при необходимости вводят поправку на трение штока во втулке камеры и на жесткость оболочки.

При относительной вертикальной деформации образца грунта, превышающей 0,02, учитывают изменение площади образца S в процессе испытания.

Для любого момента испытаний площадь S_i определяют по формулам:

- для НН-испытания

$$S_i = b \frac{S}{1 - \varepsilon_1}; \quad (8.28)$$

- для КН- и КД-испытаний

$$S_i = S b \frac{1 - \varepsilon_v}{1 - \varepsilon_1}, \quad (8.29)$$

где b – коэффициент неравномерности расширения образца.

Коэффициент неравномерности расширения образца b определяют по формуле

$$b = \frac{1 - S_c / S_k}{\Delta h_k / h_c},$$

где S_c – площадь поперечного сечения образца в конце этапа реконсолидации для НН-испытаний и этапа консолидации для КН- и КД-испытаний, см²; S_k – площадь поперечного сечения в средней части образца после испытания, см²; h_c – высота образца в конце этапа реконсолидации для НН-испытаний и этапа консолидации для КН- и КД-испытаний, см; Δh_k – полная деформация образца после испытания, см.

Площадь поперечного сечения образца S_c при НН-испытаниях допускается принимать равной площади начального поперечного сечения образца – S_0 .

Площадь поперечного сечения образца S_c для КН- и КД-испытаний рассчитывают по формуле

$$S_c = (V - \Delta V_c) / h_c,$$

где ΔV_c – изменение объема образца в конце этапа консолидации, см³; V – начальный объем образца, см³.

Площадь поперечного сечения в средней части образца S_k при отсутствии системы контроля изменения поперечного сечения образца в процессе испытания допускается определять по результатам прямых измерений диаметра образца после испытания штангенциркулем, при этом диаметр вычисляется как среднее значение из трех измерений в среднем сечении образца под углом в 120°.

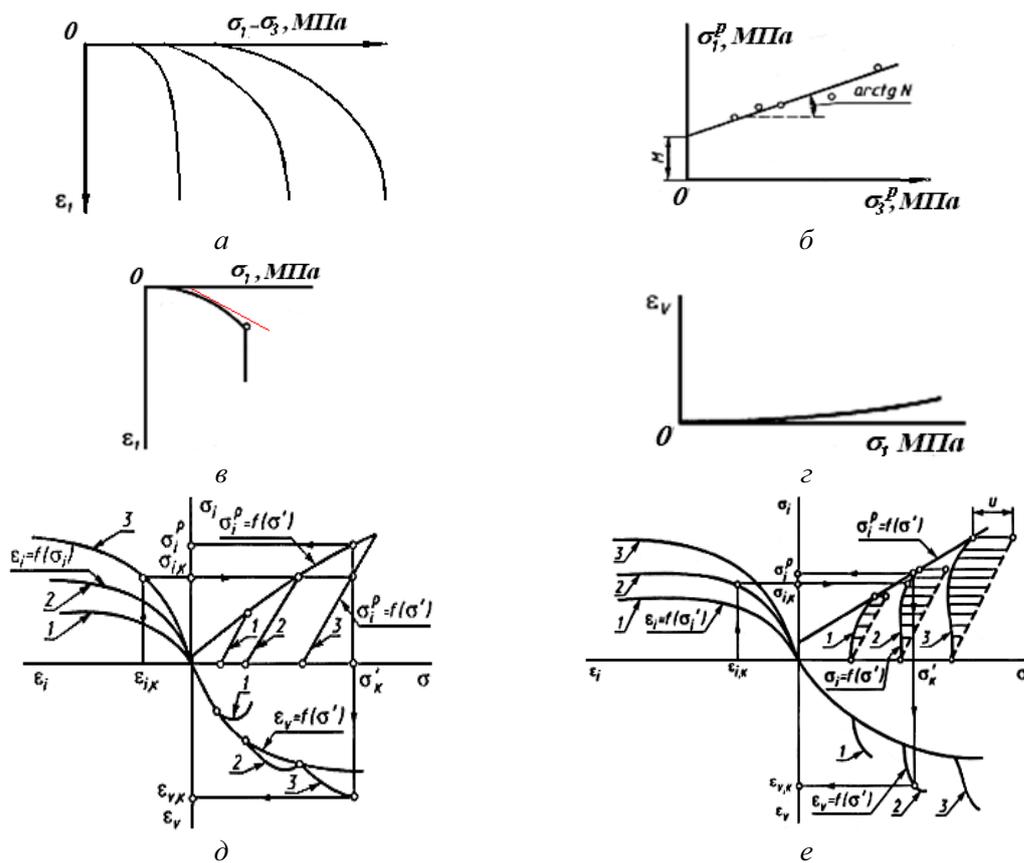


Рис. 8.66. Вспомогательные графики зависимости:

для определения показателей прочности: а – $\varepsilon_1 = f(\sigma_1 - \sigma_3)$, б – $\sigma_1^p = f(\sigma_3^p)$;

для определения показателей деформируемости: в – $\varepsilon_1 = f(\sigma_1)$, г – $\varepsilon_v = f(\sigma_1)$, д – паспорт результатов испытания грунта методом трехосного сжатия для консолидированно-дренированного испытания, е – паспорт для консолидированно-недренированного испытания; 1, 2, 3 – номера испытаний

Метод не может быть использован при неограниченных деформациях образца, поэтому при разрушении необходимо контролировать максимальные деформации, в особенности для статического нагружения, не допуская их превышения более 15 %.

При определении характеристик прочности по вычислительным значениям строят график зависимости $\varepsilon_1 = f(\sigma_1 - \sigma_3)$ для испытаний, проведенных при различных значениях ε_3 (рис. 8.66, а). На графиках определяют значения $(\sigma_1 - \sigma_3)^p$, соответствующие моменту разрушения образца грунта (точка перегиба графика) или относительной вертикальной деформации образца $\varepsilon_1 = 0,15$, и строят круги Мора–Кулона с радиусами $(\sigma_1 - \sigma_3) / 2$ и координатами их центров $[(\sigma_1 + \sigma_3) / 2; 0]$ (рис. 8.66).

Частное значение сопротивления недренированному сдвигу c_u , МПа (кПа), определяют по результатам НН-испытаний по формуле

$$c_u = \frac{\sigma_{1f} - \sigma_{3f}}{2}, \quad (8.30)$$

где σ_{1f} и σ_{3f} – значения полных напряжений σ_1 и σ_3 при разрушении образца, МПа.

Эффективные значения угла внутреннего трения φ' (рад) и удельного сцепления c' , МПа (кПа), при КН- и КД-испытаниях вычисляют по формулам:

$$\varphi' = \arctg \frac{N-1}{2\sqrt{N}}, \quad (8.31)$$

$$c' = \frac{M}{2\sqrt{N}}, \quad (8.32)$$

где N и M вычисляют по формулам:

$$N = \frac{n \sum \sigma_{1f} \sigma_{3f} - \sum \sigma_{1f} \sum \sigma_{3f}}{n \sum (\sigma_{3f})^2 - (\sum \sigma_{3f})^2};$$

$$M = \frac{\sum \sigma_{1f} \sum (\sigma_{3f})^2 - \sum \sigma_{3f} \sum \sigma_{1f} \sigma_{3f}}{n \sum (\sigma_{3f})^2 - (\sum \sigma_{3f})^2}.$$

Эффективные напряжения σ'_1 и σ'_3 вычисляются по формулам:

$$\sigma'_1 = \sigma_1 - u; \quad (8.33)$$

$$\sigma'_3 = \sigma_3 - u, \quad (8.34)$$

где u – поровое давление, МПа.

Для оценки разброса экспериментальных данных и выявления ошибок испытаний перед вычислением φ' и c' строят график зависимости $\sigma'_1 = f(\sigma'_3)$ при разрушении образцов (рис. 8.66, б).

При определении модуля деформации при КД-испытаниях строят график зависимости $\varepsilon_1 = f(\sigma_1)$. На графике (рис. 8.66, в) принимают линейную аппроксимацию участков для заданных программой испытаний диапазонов напряжений.

Модуль деформации E , МПа, и **коэффициент поперечной деформации ν** определяют при испытаниях (или этапах испытаний), проведенных при постоянном значении горизонтальных напряжений σ_3 ($\Delta\sigma_3 = 0$), и вычисляют по формулам:

$$E = \frac{\Delta\sigma_1}{\Delta\varepsilon_1} \quad \text{и} \quad \nu = \frac{\Delta\varepsilon_3}{\Delta\varepsilon_1},$$

где $\Delta\sigma_1$ – приращение напряжений σ_1 в заданном диапазоне; $\Delta\varepsilon_1$ и $\Delta\varepsilon_3$ – приращение относительных вертикальной и поперечной деформаций образца.

$$\Delta\varepsilon_3 = \frac{\Delta\varepsilon_\nu - \Delta\varepsilon_1}{2}, \quad (8.35)$$

где $\Delta\varepsilon_\nu$ – приращение относительной объемной деформации образца.

По данным испытаний грунта в условиях трехосного сжатия могут быть определены: модуль сдвига G , модуль объемной деформации K и секущий модуль деформации E_{50} :

$$K = \frac{E}{3(1-2\nu)}, \quad G = \frac{E}{2(1+\nu)}, \quad E_{50} = \frac{(\sigma_1)_{50} - \sigma_c}{(\varepsilon_1)_{50}}.$$

$$(\sigma_1)_{50} = \frac{\sigma_{1f} + \sigma_c}{2},$$

где σ_{1f} – напряжение при разрушении; σ_{1c} – напряжение в конце этапа уплотнения; $(\varepsilon_1)_{50}$ – значение ε_1 при $(\sigma_1)_{50}$ [17].

При трехосных испытаниях грунтов (консолидированно-дренированный метод) модуль объемного сжатия определяется по результатам завершенной консолидации и одинаково интерпретируется как зарубежными, так и отечественными стандартами [5].

Изменение объема воздушно-сухих или частично водонасыщенных образцов грунта осуществляется или по изменению объема воды в рабочей камере жидкостных стабилометров или радиальных деформаций образца грунта в пневматических стабилометрах. В первом случае весь внутренний объем рабочей камеры заполняется водой, и при определении объема образца необходимо учитывать не только изменения в объеме жидкости, вызванные движением нагрузочного штампа и плунжера, но и деформируемость рабочей камеры стабилометра. *В случае увеличения объема образца ε_ν принимают со знаком плюс.*

Преимущество стабилометров с непрерывным нагружением осевой нагрузки (мм/мин) заключается в том, что эти испытания позволяют определить следующие параметры прочности: критическое значение угла внутреннего трения φ_{cr} ; пиковое значение угла внутреннего трения φ ; остаточное значение угла внутреннего трения φ_r ; угол дилатансии ψ ; силу

сцепления s . Испытания при статическом нагружении дают только критическое значение угла внутреннего трения φ и силы сцепления s .

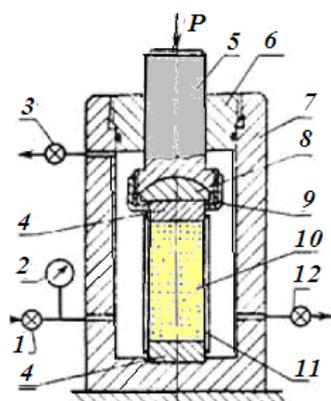
В то же время, в отличие от компрессионных приборов, испытания в стабилометре можно провести в условиях, близких к природным, учитывая начальное напряженное состояние в естественном массиве грунта. Боковое давление, которое не регулируется в одомере, в стабилометре принимается равным горизонтальным напряжениям на глубине отбора монолита грунта, а вертикальные напряжения задаются равными бытовым (от собственного веса вышележащих слоев грунта).

Недостатки и ограничения метода трехосного сжатия:

- влияние главного промежуточного напряжения σ_2 не может быть определено. В определенных задачах влияние напряжения σ_2 может быть выше, чем σ_3 . Это влияет на параметры s и φ ;
- направление главного наибольшего напряжения σ_1 остается фиксированным, условия, когда главное напряжение изменяется непрерывно, реализовать сложно;
- влияние штампов прибора на неоднородность напряженного состояния, поровое давление и деформацию образца (в виде «бочки») [5].

8.6.2. Определение показателей прочности и деформируемости скальных грунтов

Для проведения испытаний скальных грунтов применяют: установку колонкового бурения или станок вертикально-сверлильный, или радиально-сверлильный станок для выбуривания образцов из проб горных пород; машину камнерезную для изготовления образцов; обдирочно-шлифовальный станок для подготовки образцов; машины испытательные или прессы, отвечающие требованиям, максимальное усилие которых не менее чем на 20 % превышает предельную нагрузку на образец; насос гидравлический любой конструкции, максимальное рабочее давление которого не менее чем на 20 % превышает предельное значение гидростатического давления на боковую поверхность образца; камеру объемного сжатия, изображенную на рис. 8.67 (или любой другой конструкции), обеспечивающую соосное приложение осевой нагрузки к образцу (отклонение от соосности не более 0,5 мм) через стальные плиты; манометры образцовые [27].



Условные обозначения:

- 1 – впускной вентиль;
- 2 – манометр;
- 3 – вентиль выпуска воздуха;
- 4 – стальные плиты;
- 5 – шток;
- 6 – крышка;
- 7 – корпус;
- 8 – сферическая пята;
- 9 – накидная гайка;
- 10 – образец;
- 11 – изоляция;
- 12 – выпускной вентиль

Рис. 8.67. Камера трехосного сжатия [27]

Для испытания изготавливают цилиндрические или призматические (с квадратным поперечным сечением) образцы, которые выбуривают или вырезают на камнерезной машине из штуфов и кернов, их торцевые поверхности шлифуют. Образцы из гигроскопических пород изготавливают без применения промывочной жидкости и до начала испытания хранят в эксикаторе. Размеры образцов выбирают по табл. 8.78, принимая отношение высоты к диаметру (стороне квадрата) $2,0 \pm 0,1$.

Размеры образцов скального грунта для испытаний методом трехосного сжатия

Параметр образца	Размеры при испытаниях		
	сравнительных	массовых	
		предпочтительные	допускаемые
Диаметр (сторона квадрата), мм	42 ± 2	42 ± 2	От 30 до 75 включ.

Измерения производят штангенциркулем с погрешностью не более $\pm 0,1$ мм. Диаметр (сторону квадрата) измеряют в трех местах по высоте образца (в середине и у торцов), в двух взаимно перпендикулярных направлениях. Допускается разность диаметров (сторон квадрата) по этим измерениям не более 0,5 мм. За расчетный размер принимают среднее арифметическое результатов всех измерений.

Торцевые поверхности образца должны быть плоскими, параллельными друг другу и перпендикулярными к боковой поверхности. Допускаемое отклонение от прямолинейности – 0,5 мм.

Образцы одной выборки должны иметь одинаковые размеры. Допускаются отклонения значений диаметра (сторону квадрата) каждого образца от среднего арифметического по всем образцам выборки не более ± 1 мм и высоты не более ± 2 мм. Количество образцов должно быть не менее четырех.

Образец изолируют от жидкости, передающей гидростатическое давление, либо вместе с приложенными к его торцам стальными плитами (при изоляции боковых поверхностей образца и плит трубчатой резиной), либо отдельно от них сплошным покрытием образца двух-трехкратным слоем клея. Изолированный образец устанавливают в рабочую полость камеры объемного сжатия в сборе с плитами или прокладывая их между торцами образца и опорными торцами нагрузочных элементов камеры.

Рабочую полость камеры герметизируют и путем подачи в нее рабочей жидкости доводят боковое давление на образец до значения, заданного условиями решаемой задачи. Поддерживая заданное значение бокового давления с погрешностью $\pm 5\%$, образец равномерно нагружают вдоль оси до разрушения со скоростью нагружения 1...5 МПа/с. Момент разрушения фиксируют по максимальному значению осевой нагрузки.

Записывают значения разрушающей силы P , приложенной к торцам образца (в кН) и бокового гидростатического давления p (в МПа).

При необходимости определяют влажность испытанного образца. Для этого выбирают обломки образца без следов проникновения рабочей жидкости, помещают их в бюксы не позже чем через 10 мин после выполнения испытаний. Влажность фиксируют в журнале испытаний.

Предел прочности при объемном сжатии (R_{cV}), МПа, при заданном значении бокового давления для каждого образца вычисляют по формуле

$$R_{cV} = 10 \cdot P / A,$$

где P – разрушающая сила, приложенная к торцам образца, кН; S – площадь поперечного сечения образца, см².

Обработку результатов испытаний n образцов производят в следующем порядке. Вычисляют среднее арифметическое значение предела прочности по пробе, среднее квадратическое отклонение и коэффициент вариации. Производят вычисления: площади поперечного сечения образца, частных и среднего арифметического значений; среднего квадратического отклонения предела прочности – до третьей значащей цифры; коэффициента вариации – до целого числа [27].

8.7. Определение показателей твердости, крепости, выветрелости и истираемости грунтов

Твердостью грунта называется параметр, характеризующий сопротивляемость его поверхностного слоя разрушению при внедрении индентора в необработанную поверхность. Наиболее распространенным методом испытания на твердость является метод вдавливания в материал стального шарика, алмазного или стального конуса или алмазной пирамиды. Кроме вдавливания, могут применяться и другие методы определения твердости – *метод царапания (склерометрический), упругого отскока шарика (склероскопический)* и т. д. [84].

Склерометрический метод основан на измерении ширины черты, получаемой в результате царапания породы или минерала алмазным острием. Этот метод пригоден для мономинеральных или афанитовых пород (мраморы, сланцы). Для полиминеральных пород этот метод непригоден и поэтому почти не применяется.

Склероскопический метод основан на измерении высоты отскока алмазного шарика при падении его на гладкую поверхность камня. Наиболее удобным представляется склероскоп Шора, где отсчет высоты отскока производится прямо по шкале. Разная твердость минералов полиминеральных пород осредняется большим числом испытаний, что делается возможным благодаря быстрой отсчета на приборе Шора. За стандарт, равный 100, принимается твердость определенной марки стали.

Существует, но не имеет широкого применения ввиду громоздкости аппарата, *пескоструйный метод*, основанный на измерении глубины лунки, получаемой под действием сильной струи песка, направленной с определенного расстояния и под определенным давлением на плитку камня. Метод вдавливания стального конуса в породу разработан в институте горючих ископаемых Академии наук СССР под руководством Л.А. Шрейнера. По методике Л.А. Шрейнера сконструирована специальная установка – УМП (установка для определения механических свойств горных пород), принцип действия которой заключается в том, что стальной конус под определенным давлением вдавливают в породу до образования лунки разрушения с одновременной автоматической записью графика деформации, по которому рассчитывают значения модуля Юнга, твердости, числа пластичности.

Метод определения микротвердости, разработанный в институте минералогии, геохимии и кристаллохимии редких элементов Академии наук СССР, основан на измерении величины отпечатка от вдавливания алмазной пирамиды в поверхность испытуемого образца при определенной нагрузке.

Микротвердость H_b , кг/мм², вычисляется по формуле

$$H_b = 1854F / \alpha^2,$$

где F – нагрузка, при которой производится измерение, г; α – диагональ отпечатка, мкм.

Микротвердость – сложное интегральное свойство, зависящее от физико-химических и механических факторов. Для измерения микротвердости применяют специальный прибор – микротвердомер (ПМТ-3) с четырехгранной алмазной пирамидой с квадратным основанием и углом при вершине между противоположными гранями, равным 136°. Для изучения микротвердости горных пород изготавливают специальные полированные шлифы из кусочков породы размером не более 3 × 4 × 5 см. Для каждого образца измеряют микротвердость в 30–40 точках, которые могут быть расположены вразброс (отдельные зерна) или вдоль заранее проведенной линии (маршрута) через определенное расстояние друг от друга, но не менее 2-х диаметров отпечатка.

Математическая обработка результатов заключается в построении вариационных кривых микротвердости с нахождением наиболее вероятного, характерного для данного образца значения микротвердости и процента частоты встречаемости.

Крепостью горных пород называется их способность сопротивляться различным механическим воздействиям: бурению, взрыванию или разработке механическими средствами.

Метод определения коэффициента крепости по Протодьяконову. Сущность метода заключается в определении коэффициента крепости, который пропорционален отношению работы, затраченной на дробление горной породы, к вновь образованной при дроблении поверхности, оцениваемой суммарным объемом частиц размером менее 0,5 мм.

Для определения крепости горных пород применяют: прибор определения крепости ПОК, состоящий из стакана, вставленного в него трубчатого копра, внутри которого свободно помещается гиря массой $(2,4 \pm 0,01)$ кг с ручкой, привязанной к гире жгутом. Трубчатый копер имеет в верхней части отверстия, в которые вставляются штифты, ограничивающие подъем гири. В комплект прибора входит объемомер, состоящий из стакана и плунжера со шкалой измерений от 0 до 150 мм вдоль его продольной оси; сито с сеткой № 05 для просеивания породы после дробления.

Отобранную пробу горной породы раскалывают молотком на твердом основании до получения кусков размером 20...40 мм. Из измельченного материала пробы отбирают двадцать навесок массой 40...60 г каждая. Каждую навеску отдельно дробят в стакане гирей, падающей с высоты 60 см. Число сбрасываний гири принимают в зависимости от ожидаемой крепости породы, обычно от 5 до 15 сбрасываний на каждую навеску. При очень мягких породах число сбрасываний может быть сокращено до 1, а при очень крепких – увеличено до 30.

При дроблении стакан с вставленным в него трубчатым копром обязательно устанавливают на жесткое массивное основание: железобетонный или асфальтированный пол, стальную плиту (массой не менее 20 кг, толщиной около 10 см).

Правильность выбранного режима испытания контролируют после просеивания первых пяти раздробленных навесок на сите до прекращения выделения подрешетного продукта и замера его объема в объемомере. При получении столбика мелочи высотой 20...100 мм по шкале плунжера число сбрасываний на каждую навеску сохраняют для оставшихся пятнадцати навесок. При меньшей или большей высоте столбика мелочи в объемомере число сбрасываний корректируют, соответственно, в большую или меньшую сторону.

Оставшиеся пятнадцать навесок дробят в приборе последовательно в установленном режиме испытания: при постоянном числе сбрасываний гири n и высоте подъема гири 60 см. После дробления каждой пяти навесок их просеивают на сите, подрешетный продукт сита ссыпают в объемомер, измеряют плунжером высоту столбика мелочи и записывают ее.

Коэффициент крепости горной породы f вычисляют по формуле

$$f = \frac{20n}{h},$$

где 20 – эмпирический числовой коэффициент, обеспечивающий получение общепринятых значений коэффициента крепости и учитывающий затраченную на дробление работу; n – число сбрасываний гири при испытании одной навески; h – высота столбика мелкой фракции в объемомере после испытания пяти навесок, мм.

*Для более детальной классификации скальных грунтов, а также грунтов крупнообломочных (табл. 2.3) определяется их **степень выветрелости**, которая характеризуется **коэффициентом выветрелости $K_{вр}$** , равным отношению плотности выветрелого грунта к плотности монолитного грунта, и который определяется по формуле [34]*

$$K_{вр} = \frac{K_1 - K_0}{K_1},$$

где K_1 – отношение массы частиц размером менее 2 мм к массе частиц размером более 2 мм после испытания на истирание в полочном барабане (рис. 8.68); K_0 – то же, в природном состоянии.

Коэффициент выветрелости определяют для крупнообломочного элювия магматических и метаморфических грунтов, содержащих не менее 10 % по массе заполнителя час-

тиц размером менее 2 мм, для крупнообломочного элювия осадочных грунтов содержание заполнителя не регламентируется.

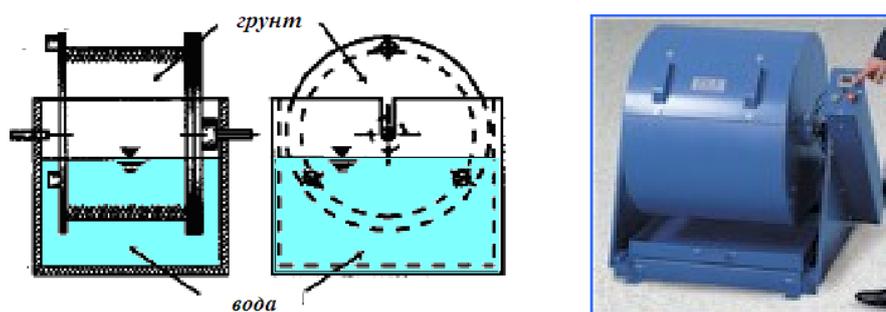


Рис. 8.68. Оборудование для определения коэффициента истираемости крупнообломочных грунтов [136]

Разделение образца грунта на фракции и определение массы частиц размером менее и более 2 мм проводят по ГОСТ 12536–79. Отбирают среднюю пробу массой до 2...2,5 кг, избегая «круглых» значений – 2 или 2,5 кг. Разделение на мелкозем и обломки проводят просеиванием грунта через сито № 2, устанавливают массу мелкозема m_1 и обломков m_2 . Затем образец загружают в полочный барабан, вращая его циклами по 2 мин, устанавливая каждый раз просеиванием массу мелкозема m_1' и обломков m_2' .

Испытания проводят до тех пор, пока выход мелкозема после очередного цикла по массе не станет равным 1 % или менее от начальной массы пробы. Установленные для этого момента значения m_1' и m_2' используют для определения максимальной степени разрушения обломков и расчета K_1 . Взвешивания производят с точностью до 1 г, результаты вычисления должны иметь погрешность не более 0,01.

В случае увеличения выхода мелкозема за первые 2 цикла менее 10 % от m_1 обломки следует относить к прочным, грунт оценивать как невыветрелый и испытание прекратить. В случае увеличения выхода мелкозема в пределах 10...25 % от m_1 за природную степень разрушения принимают отношение m_1 к m_2 после четырехминутного испытания в барабане. В случае увеличения выхода мелкозема более 25 % за K_0 принимают значение, установленное до начала испытания.

Коэффициент истираемости K_{fr} , д. ед., крупнообломочных грунтов следует также определять испытанием во вращающемся полочном барабане (рис. 8.68):

$$K_{fr} = \frac{q_1}{q_0},$$

где q_1 – масса частиц размером менее 2 мм после испытания крупнообломочных фракций грунта (частиц размером более 2 мм) на истирание в полочном барабане; q_0 – начальная масса пробы крупнообломочных фракций (до испытания).

8.8. Особенности определения параметров физико-механических свойств переплотненных грунтов

Расширение диапазона показателей свойств грунтов, получаемых по результатам лабораторных исследований, является одной из важнейших проблем инженерно-геологических изысканий. В связи с растущей тенденцией к международной кооперации при строительстве сложных подземных сооружений, высотных зданий, при освоении месторождений шельфа, российские инженеры-геологи и проектировщики нередко работают на зарубежных объектах, а иностранные специалисты привлекаются для инженерно-геологических изысканий и проектирования объектов, возводимых в России. Используемые при этом национальные стандарты имеют заметные отличия, поэтому анализ грунто-

вых условий, выполняемый с привлечением результатов интернациональных исследований, сопряжен с рядом сложностей, связанных с их интерпретацией. Наиболее существенными проблемами, как уже было отмечено, являются методические различия в определениях некоторых характеристик, различие подходов к классификации грунтов и невозможность прямого перевода классификационных терминов [1].

Зарубежные стандарты, в частности британский стандарт BS и американский ASTM, в большей степени, чем ГОСТ [17], связывают деформационные параметры с характеристиками состояния и с физическими свойствами грунтов. В зарубежной механике грунтов широко используются понятия нормально уплотненных и предуплотненных (или переуплотненных) грунтов, которые различаются по своим деформационным свойствам.

Одним из первых на переуплотненные грунты указал К. Терцаги. *Нормально уплотненные грунты* – это синоним грунтов, находящихся под бытовым давлением; *недоуплотненные грунты* имеют место, когда вышележащая толща не давит на нижележащие слои. *Переуплотненным* называется грунт, который при своем естественном формировании находился под действием нагрузок – эффективных природных давлений σ'_c , превосходящее в настоящее время бытовое давление. Переуплотнение грунта обычно имеет место, когда грунты полностью консолидированы под действием веса вышележащей толщи, впоследствии полностью или частично удаленных эрозией. Основными факторами переуплотнения являются [99]:

- эрозионный срез верхней рыхлой части нормально уплотненного массива грунта, в результате чего в кровле толщи обнажаются консолидированные отложения нижней его части;
- давление ледникового массива, вызывающее уплотнение основных морен и подстилающего субстрата;
- «усыхание» грунта в субаэральных условиях при выходе толщи выше уровня моря;
- эпигенетическое промерзание, приводящие к дегидратации в результате миграции влаги из глубины толщи к низкотемпературному фронту, находящемуся вблизи дневной поверхности;
- трансгрессии и регрессии моря и т. д.

Переуплотненные грунты широко распространены как на материковой части, так и на шельфе северных морей, в частности на арктическом и дальневосточном шельфе России. Осадочные грунты, такие как аргиллиты или алевролиты, выше которых отложения отсутствуют или имеют небольшую мощность, являются хорошими примерами переуплотненных грунтов.

Параметры деформируемости грунтов как в России, так и за рубежом определяются по результатам компрессионных и трехосных консолидированно-дренированных испытаний, а параметры консолидации – также по результатам трехосных консолидированно-недренированных испытаний.

Методики проведения компрессионных опытов практически идентичны, результаты представляются в виде графиков зависимости относительной деформации (ε) или коэффициента пористости (e) от нагрузки (σ или $\lg\sigma$), а также от времени ($\lg t$ или t). Однако состав последующих оценок несколько различается. Согласно российскому нормативу по результатам компрессионных опытов определяются: коэффициент сжимаемости m , модуль деформации E , структурная прочность на сжатие p_{str} , а также коэффициенты фильтрационной и вторичной консолидации c_v и c_a . Согласно ASTM и BS вычисляются только c_v , коэффициент объемного сжатия m_v и давление предуплотнения σ'_c по методу Казагранде.

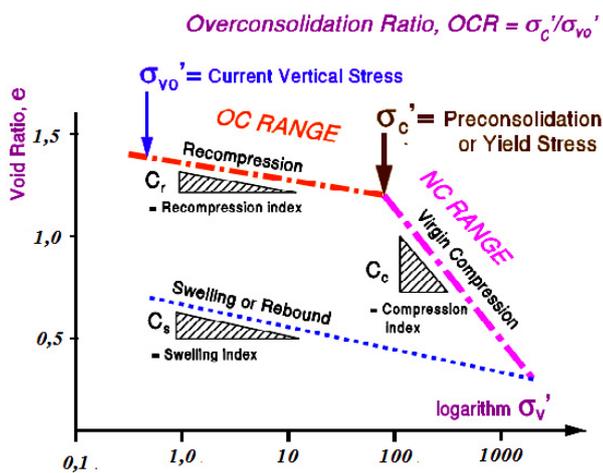


Рис. 8.69. Компрессионная кривая вида $e - \log \sigma$

Согласно BS и ASTM характеристики деформируемости, так же, как и в отечественной практике, определяют из компрессионных (одометрических) испытаний грунтов на основе обработки графиков вида $e - \log \sigma$ или $\varepsilon - \log \sigma$. При этом методика проведения опытов обязательно предусматривает наличие этапов разгрузки и повторного нагружения образца. Максимальное значение нагрузки на образец должно быть выше давления переуплотнения σ'_c , величина которого также определяется по компрессионной кривой.

Определение частных значений σ'_c выполняется по компрессионным кривым методом Казагранде, для чего необходимо выполнить следующие построения. По полученным в каждом опыте результатам строится компрессионная кривая в полулогарифмическом масштабе (рис. 8.70). На графике определяется точка, соответствующая наибольшей кривизне кривой, через эту точку проводятся горизонтальная линия и касательная к кривой, затем биссектриса угла α между ними. Определяется точка пересечения биссектрисы угла α с продолжением прямолинейного участка компрессионной кривой, проекция которой на ось давлений σ' и дает величину давления преуплотнения σ'_c (рис. 8.70). В случае если грунты не подвергались переуплотнению, найденное давление переуплотнения σ'_c соответствует бытовому давлению σ_{1g} . Необходимо отметить, что на результаты влияет масштаб графиков и некоторый субъективизм при их построении. Методика определения структурной прочности грунта p_{str} из результатов компрессионных испытаний совпадает с методом определения давления переуплотнения σ'_c (BS, ASTM).

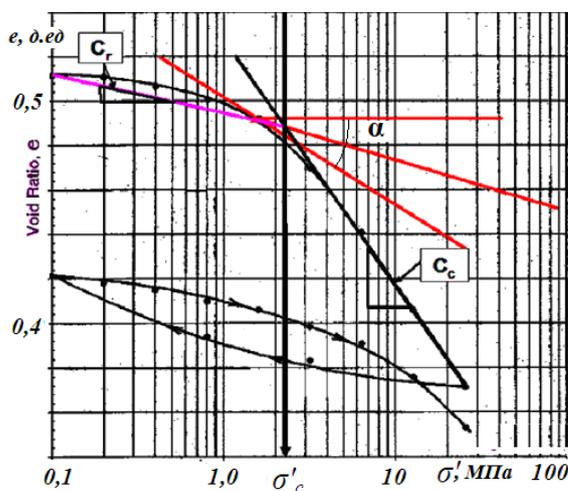


Рис. 8.70. Определение давления переуплотнения σ'_c методом Казагранде

Вместе с тем в зарубежной практике расчетов и проектирования в качестве деформационных характеристик широко применяются следующие коэффициенты, характеризующие сжимаемость грунта (рис. 8.69): C_c – коэффициент сжатия (*compression index*); C_s – коэффициент набухания (*swelling index*); C_r – коэффициент повторного нагружения (*recompression, reloading index*) и компрессионный модуль M . Поскольку эти параметры, так же как и m_v , и коэффициент сжимаемости m , получают из методически близких испытаний (компрессионной кривой), при сопоставимых условиях можно использовать существующие аналитические зависимости для пересчета одних величин в другие.

Определение σ'_c в первом приближении может производиться по результатам компрессионных испытаний пасты грунта (рис. 8.71). Перед испытанием определяются начальный коэффициент пористости естественного грунта e_0 и эффективное напряжение σ_{1g} на глубине z (в месте отбора образца грунта): $\sigma_z = \gamma_i z_i$, где γ_i – удельный вес вышелегающего грунта.

Из грунта нарушенной структуры, отобранного с глубины z , готовится паста мягкопластичной консистенции с коэффициентом пористости e , которая уплотняется в процессе стандартных компрессионных испытаний. После того, как грунт уплотнится до коэффициента пористости большего, чем коэффициент пористости естественного грунта, производится разгрузка на каждой ступени нагружения (рекомпрессия). Разгрузка во всех случаях производится до σ_{1g} . Определяется положение точки А (рис. 8.71) с координатами e_0 и σ_{1g} , соответствующими естественному состоянию грунта. От точки А проводится линия рекомпрессии параллельно линиям рекомпрессии грунта до пересечения с компрессионной кривой (точка В). Координата точки В по оси σ соответствует максимальному давлению σ'_c , которым грунт был когда-то уплотнен. Кривая нагрузки-разгрузки образца 1–В–А повторяет историю уплотнения грунта [115].

Вертикальное эффективное давление переуплотнения грунта определяется в полевых условиях по испытаниям крыльчаткой [80]:

$$\sigma'_c = 23,5 c_u / \sqrt{I_p},$$

где c_u – недренированная прочность грунта, принимаемая равной максимальному сопротивлению грунта срезу, МПа, I_p – число пластичности грунта, %.

Для пределов $I_p = 10...30$ % принимают [80]:

$$\sigma'_c = k c_u,$$

где коэффициент k зависит от числа пластичности грунта I_p :

I_p	10	20	30
k	6,62	5,25	4,30

По предложению Шведского геотехнического института связь между сопротивлением недренированному сдвигу и лобовым сопротивлением при зондировании глинистых грунтов может быть выражена формулой:

$$c_u = \frac{q_c - \sigma_{1g}}{13,6 - 6,65 w_L},$$

где w_L – верхний предел пластичности.

Skempton (1957) предложил простое эмпирическое выражение, связывающее недренированную прочность и индекс пластичности нормально уплотненных глин, в виде

$$c_u / \sigma_{1g} = 0,11 + 0,0037 \cdot I_p.$$

Давление переуплотнения σ'_c может быть также определено по результатам статического зондирования (СРТ) по удельному сопротивлению грунта под конусом зонда q_c , МПа, учитывая тесную экспериментальную связь между c_u и q_c в виде $c_u = q_c / 15$. Для определения сопротивления недренированному сдвигу глинистых грунтов рекомендуется использовать следующие эмпирические зависимости (при отсутствии собственных корреляционных зависимостей, апробированных в конкретных инженерно-геологических услови-

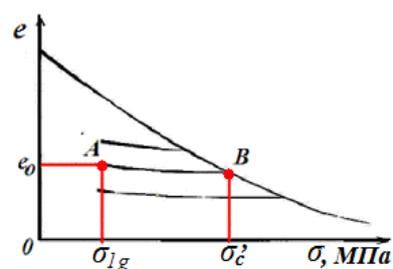


Рис. 8.71. Результаты компрессионных испытаний пасты грунта и определение давления σ'_c

ях) [37]: Карское море: $c_u = q_c / 24 + 6$; Печорское море: $c_u = q_c / 18 - 12$; Черное море: $c_u = q_c / 20 + 3$.

Недренированную прочность грунта можно предварительно оценить по рис. 8.72 в зависимости от показателей пластичности [122].

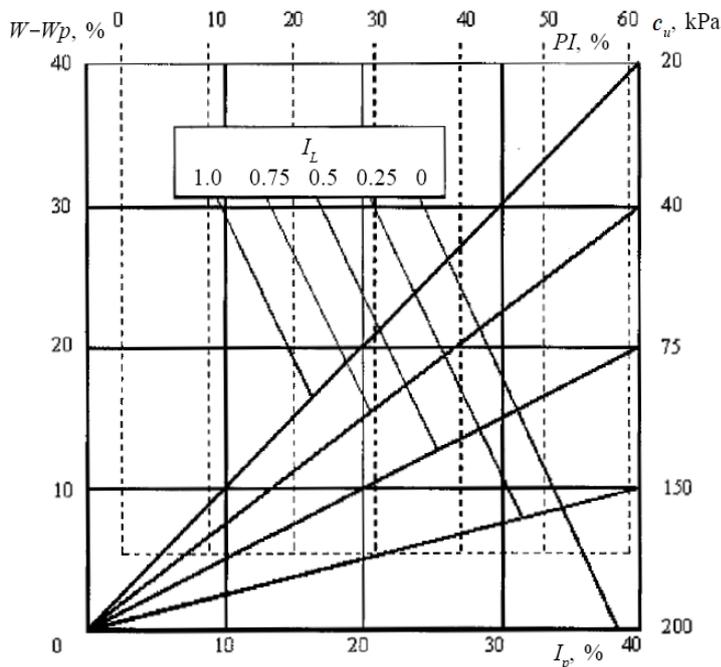


Рис. 8.72. Диаграмма для определения прочности недренированного сдвига по показателям консистенции глин [122]

Давление σ'_c , МПа, с учетом вышеприведенных значений k и c_u определяется по формуле

$$\sigma'_c = \lambda q_c,$$

где λ – коэффициент, равный 0,45 при $I_p = 10\%$; 0,35 при $I_p = 20\%$ и 0,30 при $I_p = 30\%$; q_c – удельное сопротивление грунта под конусом зонда, МПа.

Кроме перечисленных способов давление переуплотнения определяется при помощи приборов трехосного сжатия, дилатометров и прессиометров [121].

В случае если ранее грунт был переуплотнен, необходимо, наряду с другими параметрами, задавать в расчетах коэффициент переуплотнения грунта OCR (*Over Consolidation Ratio*), который определяется по формуле

$$OCR = \sigma'_c / \sigma_{1g},$$

где σ'_c – максимальное вертикальное эффективное напряжение за весь период существования массива грунта; σ_{1g} – вертикальное напряжение от собственного веса грунта в настоящий период (бытовое давление). Для нормально уплотненных грунтов $OCR = 1$, для грунтов переуплотненных $OCR > 1$.

Если неизвестны значения напряжений от собственного веса грунта, то коэффициент переуплотнения можно определить, используя физические характеристики грунтов, как отношение коэффициента пористости грунтовой пасты при влажности на пределе текучести к коэффициенту пористости грунта в естественном состоянии: $OCR = e_L / e$ [47].

В зарубежной инженерной практике для переуплотненных грунтов широко используется зависимость, связывающая характер изменения сопротивления недренированному сдвигу c_u по глубине с коэффициентом переуплотнения OCR :

$$c_u = \beta \sigma_{1g} OCR^m,$$

где $\beta = c_u / \sigma_{1g}$ для нормально уплотненных грунтов ($OCR = 1,0$); σ_{1g} – вертикальное эффективное напряжение на расчетной глубине – бытовое давление; m – показатель степени. Как

правило, величина β изменяется в диапазоне $0,2 < \beta < 0,5$, а m – в диапазонах $0,7 < m < 0,8$ при $OCR > 2$ и $0,8 < m < 1,0$ при $OCR < 2$.

Многие исследователи отмечают, что коэффициент бокового давления ξ , представляющий собой отношение горизонтального эффективного напряжения к вертикальному, связан с изменением нагрузки на массив за весь период его существования, т. е. с историей нагрузки массива. Коэффициент бокового давления грунта не является величиной постоянной, а зависит от вертикального давления (нагрузки), причем с увеличением вертикальной нагрузки значение коэффициента уменьшается. Коэффициент бокового давления может быть оценен эмпирически по результатам компрессии с учетом бокового давления или трехосных испытаний. Некоторые из наиболее широко используемых зависимостей для нормально уплотненных грунтов приведены ниже.

$$Jaky (1944): \xi_k = \left(1 + \frac{2}{3} \sin \varphi_{crit}\right) \left(\frac{1 - \sin \varphi_{crit}}{1 + \sin \varphi_{crit}}\right), \text{ уравнение может быть аппроксимиро-}$$

вано в виде $\xi_k = 1 - \sin \varphi_{crit}$.

$$Brooker \& Ireland (1965): \xi_k = 0,95 - \sin \varphi_{crit}.$$

$$Bolton (1991): \xi_k = \frac{1 - \sin(\varphi_{crit} - 11,5^\circ)}{1 + \sin(\varphi_{crit} - 11,5^\circ)}.$$

$$Brick: \xi_k = \frac{\sqrt{2} - \sin \varphi_{crit}}{\sqrt{2} + \sin \varphi_{crit}}.$$

Для переуплотненных грунтов коэффициент бокового давления может быть определен по формуле $\xi = (1 - \sin \varphi) \sqrt{OCR}$ [102] или через коэффициент ξ_k .

$$Wroth (1965): \xi = OCR \cdot \xi_k - \frac{\nu}{1 - \nu} (OCR - 1).$$

Schmidt (1966) (для глин после снятия нагрузки): $\xi = \xi_k (OCR)^\alpha$, где $\alpha = \sin(1,2 \cdot \varphi_{crit})$.

Meyerhof (1976) предложил принять $\alpha = 0,5$, что подходит для большинства грунтов, используемых в различных практических целях.

$$Pruska (1973): \xi = \frac{\sqrt{\xi_a} \cdot OCR}{1 - \xi_a \cdot (1 - OCR)}, \text{ где } \xi_a - \text{коэффициент активного давления грун-}$$

та, равный $\xi_a = \frac{1 - \sin \varphi'}{1 + \sin \varphi'}$ где φ' – угол внутреннего трения, определенный при эффективном напряжении.

Для практического использования на основе испытаний грунтов на трехосное сжатие и результатов компрессионных опытов получена зависимость (*Maine & Kulhawy, 1982*) [121]: $\xi = 1 - \sin \varphi' \cdot OCR^{\sin \varphi'}$. Сравнение значений ξ , полученных по этой формуле, с результатами полевых испытаний прессиометрами и зондирования дают хорошие результаты.

В табл. 8.79 приведены типичные значения ξ , которые рекомендуется учитывать при проектировании подземных сооружений.

Таблица 8.79

Значения коэффициента бокового давления для различных грунтов

Тип грунта	Значения коэффициента бокового давления ξ
Плотный песок	0,35
Рыхлый песок	0,6
Нормально консолидированные глины	0,5–0,6
Переуплотненные глины	1,0
Сильно переуплотненные глины	3,0

В зависимости от значения коэффициента переуплотнения различают три значения коэффициента бокового давления грунта [5]:

- в состоянии покоя ξ_0 , когда $OCR = 1$ и $\xi_0 = 1 - \sin \varphi'$;
- активном состоянии ξ_a , когда $OCR < 1$ и $\xi_a = \frac{1 - \sin \varphi'}{1 + \sin \varphi'}$;
- пассивном состоянии ξ_p , когда $OCR > 1$ и $\xi_p = \text{tg}^2(45 + 0,5\varphi') = \frac{1 + \sin \varphi'}{1 - \sin \varphi'}$.

Из вышеизложенного следует, что при напряжениях, меньших или больших давления переуплотнения, различными будут и значения модулей деформации, которые, согласно BS и ASTM, определяются по формулам:

- при нагрузках, меньших давления переуплотнения:

$$E = \frac{\Delta \sigma' (1 + e_0)}{C_r \lg(\sigma'_c / \sigma_{1g})},$$

где σ'_c – напряжение переуплотнения, σ_{1g} – бытовое напряжение; $\Delta \sigma'$ – изменение напряжения на интервале $\sigma_{1g} - \sigma'_c$; e_0 – значение коэффициента пористости при бытовом давлении; C_r – коэффициент (рис. 8.69), вычисляемый по ветви повторного нагружения по зависимости

$$e = e_0 - C_r \lg \frac{\sigma_{1g} + \Delta \sigma'}{\sigma_{1g}};$$

- при нагрузках, больших давления переуплотнения:

$$E_c = \frac{\Delta_2 \sigma' (1 + e_p)}{C_c \lg \frac{\sigma_{1g} + \Delta_2 \sigma'}{\sigma'_c}},$$

где $\Delta_2 \sigma' = \sigma_{1g} + \Delta \sigma' - \sigma'_c$ ($\Delta \sigma' = \sigma'_m - \sigma_{1g}$ – полное приращение напряжения при активном нагружении, σ'_m – максимальное напряжение в образце при испытании); e_c – значение коэффициента пористости при давлении переуплотнения; C_c – коэффициент, определяемый из компрессионной кривой (рис. 8.69) для интервала давлений $\sigma' > \sigma'_c$ [4].

По отечественным нормам [17, 114] значения модулей деформации из компрессионных испытаний определяются по формуле

$$E_i = E \beta m_o,$$

где E – модуль деформации первичной или вторичной ветви компрессионной кривой,

$$E = \frac{\sigma_z - \sigma_{zg}}{e_2 - e_1} (1 + e_1); \beta = 1 - \frac{2\nu^2}{1 - \nu}; e_1 - \text{коэффициент пористости грунта, соответствующий}$$

напряжению от собственного веса грунта в середине i -го слоя основания $\sigma_{zg} = \gamma z_i$; e_2 – коэф-

фициент пористости грунта, соответствующий суммарному напряжению $\sigma_z = \gamma z_i + \sigma_{zp}$

(σ_{zp} – напряжение от веса сооружения в середине i -го слоя основания); ν – коэффициент по-

перечного расширения грунта i -го слоя; m – поправочный коэффициент, является полуэм-

пирическим и отражает ряд факторов, в связи с чем состоит из двух коэффициентов: $m = m_{pl}$

m_c , где m_{pl} – поправочный коэффициент, принимаемый в зависимости от типа грунта (от 1

до 3,5); m_c – коэффициент условий работы, зависящий от размеров сооружения.

В табл. 8.80 приведены значения модулей деформации грунта E , рассчитанные по

зарубежным и отечественным стандартам. Необходимо отметить, что разница в значениях

показателей иногда довольно внушительная. Изложенное позволяет сделать следующие

выводы: при определении модулей деформации E по отечественным и зарубежным мето-

дикам и при дальнейшем их использовании в расчетах осадок необходимо учитывать, что

зарубежными нормами предполагается прямое использование полученных модулей, а

российскими – с применением дополнительных коэффициентов (m_{pl} , m_c). Поэтому прямое

сопоставление значений E , непосредственно полученных из испытаний, не всегда кор-

ректно, что видно из табл. 8.80 [4].

Сопоставление значений модулей деформации грунта E
по зарубежным и отечественным стандартам [4]

№ скважины	Глубина, м	Давление бытовое σ_{1g} , МПа	Давление переуплотнения $\sigma'_{c'}$, МПа	OCR	Показатели уплотнения		Модуль деформации E , МПа	
					C_r	C_c	По ASTM	По СНиП
H-2	6,1	0,111	0,327	2,9	0,018	0,057	20,1	23,6
H-2	28,2	0,332	0,342	1,0	0,024	0,065	23,0	30,4
HR 2-1	6,2	0,112	0,991	8,8	0,014	0,112	21,2	23,6

Использование в зарубежных нормах значений давления переуплотнения позволяет подойти дифференцированно к расчету осадок. Консолидационная осадка слоя нормально уплотненного глинистого грунта определяется по формуле

$$s_c = [C_c H_c / (1 + e_0)] \lg[(\sigma_{1g} + \sigma_{zp}) / \sigma_{1g}], \quad (8.15)$$

где C_c – коэффициент консолидации, ориентировочное значение которого при отсутствии непосредственных определений может быть принято равным $C_c = 0,009$ ($w_l - 10\%$); H_c – толщина рассчитываемого сжимаемого слоя; e_0 – начальный коэффициент пористости; σ_{1g} – вертикальное напряжение в грунте на уровне подошвы фундамента от веса грунта; σ_{zp} – дополнительное напряжение в грунте от нагрузки [80].

Для переуплотненных грунтов осадка консолидации определяется:

а) если $\sigma_{1g} + \sigma_{zp} \leq \sigma'_{c'}$ – по формуле (8.15) с заменой C_c на C_r , равное 0,025;

б) если $\sigma_{1g} + \sigma_{zp} > \sigma'_{c'}$ – по формуле

$$s_c = [C_c H_c / (1 + e_0)] \lg[\sigma'_{c'} / \sigma_{1g}] + C_c H_c / (1 + e_0) \lg[(\sigma_{1g} + \sigma_{zp}) / \sigma'_{c'}].$$

Прочностные характеристики переуплотненных грунтов также имеют свои особенности: у нормально уплотненных грунтов практически отсутствуют силы сцепления, прочность переуплотненных грунтов характеризуется углом внутреннего трения и сцеплением.

Значения показателей прочности нормально уплотненных и переуплотненных грунтов приведены в табл. 8.81. Необходимо отметить, что дренированная прочность при испытаниях на сдвиг может быть меньше, чем недренированная.

Таблица 8.81

Значения показателей прочности грунтов

Недренированная прочность		c_u , кПа	
Твердые глинистые грунты		>150	
Полутвердые глинистые грунты		~75...150	
Тугопластичные глинистые грунты		~40...75	
Мягкопластичные глинистые грунты		~20...40	
Текучепластичные глинистые грунты		<20	
Дренированная прочность		c , кПа	φ , град.
Плотные пески		0	35...45
Рыхлые пески		0	30...35
Прочность переуплотненных грунтов			
Критическое состояние		0	~18...25
Пиковое состояние		~10...25	~20...28
Остаточная прочность		~0...5	~8...15

Параметр c_u , характеризующий недренированную прочность, согласно действующим в России и за рубежом нормативным документам, определяется в полевых условиях вращательным срезом, при одноосном сжатии (как отношение $c_u = \sigma / 2$) и неконсолидированно-недренированным методом при трехосных испытаниях.

Значения недренированной прочности, полученные разными методами, также отличаются. Для получения значений недренированной прочности на сдвиг c_u результаты полевых опытов на вращательный срез крыльчаткой (здесь обозначим c_{ufv} от *field vane*) корректируются с помощью поправочного коэффициента:

$$c_u = \mu c_{ufv},$$

где c_{ufv} – недренированная прочность, полученная по результатам полевых испытаний на сдвиг крыльчаткой; μ – поправочный коэффициент Бьеррума, зависящий от числа пластичности грунта, определенный по данным опытов, проведенных в конкретном регионе [126].

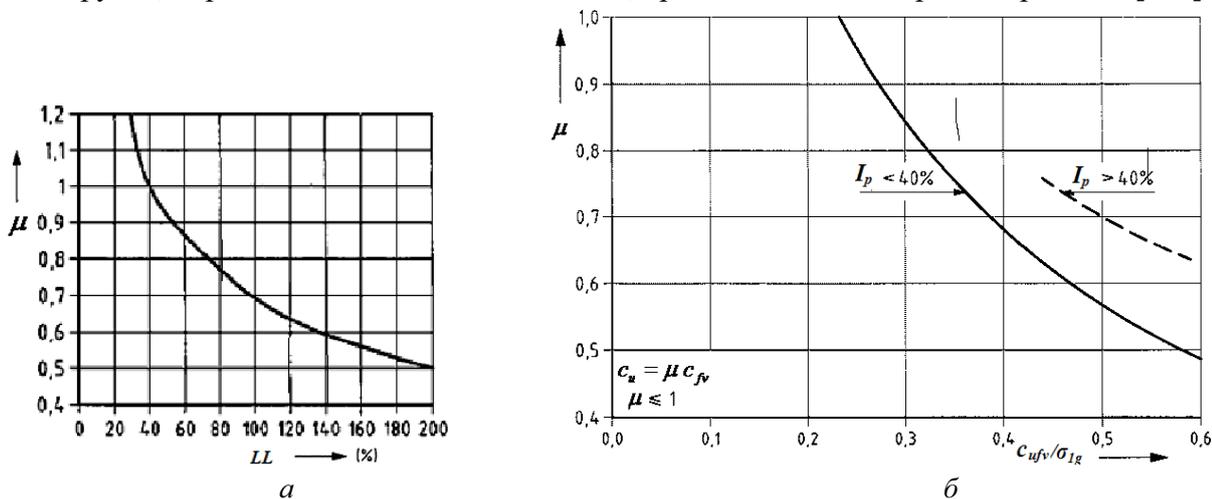


Рис. 8.73. Определение поправочных коэффициентов, полученных на основе: а – предела текучести для нормально уплотненных глин; б – числа пластичности и эффективных вертикальных напряжений для сильно консолидированных глин

Для нормально уплотненных глин поправочный коэффициент μ зависит от предела текучести или от числа пластичности и отношения c_{ufv} / σ_{1g} (рис. 8.73, а, б). Поправочный коэффициент, превышающий значение 1,2, не должен быть использован без дополнительных исследований. В трещиноватых глинах значение поправочного коэффициента может равняться 0,3. Недренированная прочность для таких грунтов, полученная при помощи крыльчатки, должна дублироваться другими методами.

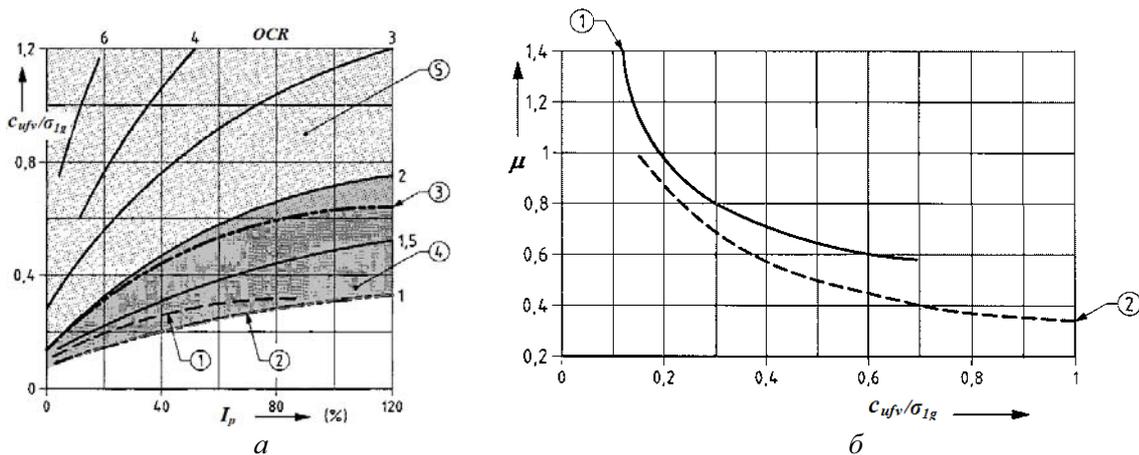


Рис. 8.74. Определение поправочных коэффициентов для разноуплотненных глин: а – схема разделения нормально консолидированных и чрезмерно консолидированных глин: 1 – кривые с рис. 8.73, б; 2 – нижний предел «молодых» глин; 3 – верхний предел «молодых» глин, нижний предел «старых» глин; 4 – диапазон нормально консолидированных глин (NC); 5 – диапазон чрезмерно консолидированных глин (OC); б – корреляционная зависимость между μ и c_{ufv} / σ_{1g} : 1 – для нормально консолидированных (NC); 2 – переуплотненных глин (OC)

Чтобы учесть влияние переуплотнения, необходимо определить (по рис. 8.74, а), в каком состоянии находится грунт. Если соответствующие параметры находятся в диапазоне между кривыми для «молодых» и «старых» глин, то такие глины считаются нормально консолидированными (*NC*), если же значения находятся над чертой «старых» глин, то такие грунты считаются чрезмерно консолидированными (*OC*). Нормально консолидированные грунты затем корректируются в соответствии с приведенной на рис. 8.74, б кривой *NC*, переуплотненные – по кривой *OC*.

Для нормально консолидированных и слабоуплотненных глин поправочный коэффициент μ может быть определен по формуле

$$\mu = \left(\frac{0,43}{w_L} \right)^{0,45} \geq 0,5,$$

где w_L – предел текучести.

В переуплотненных глинах с коэффициентом *OCR* больше, чем 1,3, применяется поправочный коэффициент μ , определяемый по формуле

$$\mu = \left(\frac{0,43}{w_L} \right)^{0,45} \times \left(\frac{OCR}{1,3} \right)^{1,5},$$

где *OCR* – коэффициент переуплотнения грунтов [126].

Если коэффициент *OCR* не был определен, то может быть использовано отношение $c_{ufv} = 0,45w_L\sigma'_c$, тогда поправочный коэффициент μ находится из выражения

$$\mu = \left(\frac{0,43}{w_L} \right) \times \left(\frac{c_{ufv}}{0,58w_L \cdot \sigma'_{v0}} \right)^{0,15}.$$

Общие требования к приборам, точности измерений, методике подготовки образцов и проведению трехосных испытаний изложены в BS, ASTM, ГОСТ. Методики одноименных опытов отличаются, главным образом, скоростью нагружения и формулировкой критериев разрушения [5]. Программа определения прочностных и деформационных свойств грунтов в приборе трехосного сжатия должна включать следующие этапы: измерение боковых напряжений на глубине отбора монолитов грунта в процессе проведения инженерно-геологических изысканий; испытание образцов грунта в приборе трехосного сжатия при боковом давлении, равном найденному путем прямых измерений. Значение бокового давления назначается исходя из глубины отбора пробы грунта и принимается равным бытовому давлению. Тем самым полагается, что в природном состоянии распределение вертикальных и горизонтальных напряжений подчиняется гидростатическому закону. Принятие подобного начального напряженного состояния в естественных грунтовых отложениях может быть вполне оправданным, если они находятся на стадии своего формирования и процесс консолидации от собственного веса еще не завершен. К таким грунтам относятся илы, торф и водонасыщенные глинистые грунты в мягкопластичном или текучем состояниях. Как правило, переуплотненные глинистые грунты не могут быть полностью водонасыщены в лаборатории методом обратного давления из-за больших значений давления. В этом случае испытания по консолидированно-недренированной схеме не удастся выполнить и приходится проводить консолидированно-дренированные испытания. При испытании образцов из монолитов, которые отобраны ниже уровня грунтовых вод (или поверхности воды моря или океана), в образце грунта необходимо создать поровое давление, равное природному. Далее испытания проводятся в эффективных напряжениях, которые определяются уровнем дополнительных напряжений от сооружения [140].

Таким образом, в западной практике проектирования базовыми параметрами грунтов основания, влияющими на значения показателей механических свойств, являются показатели природного напряженного состояния: давление переуплотнения σ'_c и коэффициент переуплотнения *OCR* [4]. Российскими нормами определение показателей природного

напряженно-деформированного состояния грунтов рекомендуется, но эти характеристики и методы их определения не регламентируются нормативными документами в связи с недостаточной изученностью и, главное, в связи с неоднозначной интерпретацией этих параметров. Тем не менее, инженеру-геологу необходимо знакомиться с зарубежными методами проведения лабораторных и полевых работ, новыми приборами и оборудованием, чтобы понимать и принимать лучшие достижения мировой науки и практики, уметь интерпретировать результаты зарубежных исследований и избегать проблем, связанных с различиями в методиках, классификациях и терминологии.

8.9. Динамические свойства грунтов

Динамическими свойствами называется группа физико-механических свойств грунтов, определяющих их реакцию на действие динамических нагрузок. Вопросы динамической неустойчивости грунтов важны при решении практических задач, связанных со снижением жесткости и прочности грунтов при динамических нагрузках разного происхождения. Землетрясения, движущийся транспорт, взрывные работы, работа тяжелых машин, ветровые и волновые нагрузки часто приводят к повреждениям зданий и других инженерных сооружений в результате значительных и неравномерных осадок, смещений пород на склонах, разрушения насыпей.

Наиболее опасными из динамических воздействий являются землетрясения. Ежегодно регистрируется более нескольких сот тысяч землетрясений, 100 из них являются разрушительными. Землетрясения сопровождают образование рифтов в срединно-океанических хребтах и на континентах (рис. 8.75), но там они, в отличие от обстановок сжатия в зонах субдукции, происходят в условиях геодинамического сдвига или/и растяжения [67].



Рис. 8.75. Распространение поясов сейсмичности на земном шаре: районы сейсмической активности обозначены красными кружками, районы вулканической активности – треугольниками (<http://www.geol.binghamton.edu/faculty/jones>)

Динамические испытания грунтов проводятся для определения показателей свойств, проявляющихся при переменных нагрузках в следующих случаях:

- при строительстве в сейсмических районах с балльностью 6 баллов и более (с учетом приращения баллов по данным сейсмомикрорайонирования);

- при возможных динамических воздействиях, связанных со строительством и эксплуатацией сооружений;
- при толщине льда (по столетним наблюдениям) более 0,2 м;
- при возможности швартовки и навала крупнотоннажных судов.

Динамические испытания могут не проводиться, если расчетные динамические нагрузки не превышают статические более чем на 5 % [113]. Все наблюдаемые формы поведения грунтов при динамических нагрузках могут быть сведены к нескольким вариантам, представленным на рис. 8.76, также имеющим огромное практическое значение. Однако природа динамической неустойчивости различных грунтов определяется разными механизмами.

Термин «динамические свойства грунтов», использующийся в специальной литературе, неоднозначен. С одной стороны, динамические свойства грунтов характеризуют их как среду распространения колебаний (упругие, демпфирующие, фильтрующие свойства), а с другой – это различные формы реакции грунтов на динамические нагрузки или их динамическая неустойчивость, под которой понимается увеличение деформируемости и снижение прочности грунта при динамическом нагружении по сравнению со статическими условиями.

Для количественной характеристики динамических свойств грунтов применяются две достаточно широких группы показателей. При характеристике свойств грунтов как среды распространения волн напряжений используются следующие основные величины:

- 1) ряд динамических модулей грунта – модуль Юнга, динамический модуль сдвига, динамический модуль обшей деформации и др.;
- 2) коэффициент Пуассона;
- 3) характеристики затухания волн напряжений в грунтах.

Для оценки динамической неустойчивости грунтов в зависимости от поставленной задачи могут применяться:

- 1) характеристики разжижаемости грунтов: отношение циклических напряжений, деформация разжижения и избыточное поровое давление;
- 2) параметры сдвиговой прочности в зависимости: а) от количества циклов воздействия; б) скорости деформирования; в) силовых и временных параметров динамической нагрузки (амплитуды напряжений, частоты, длительности);
- 3) параметры прочности на разрыв, срез, одноосное сжатие, изгиб и кручение (при усталостных испытаниях скальных грунтов);
- 4) распределение напряжений и деформаций в объеме модели, общий характер и скорость ее разрушения или деформирования.

Для определения перечисленных показателей используются как полевые, так и лабораторные методы динамических испытаний грунтов и физических моделей оснований и земляных сооружений, а также математическое моделирование.

По своему типу нагрузка может быть *постоянной или переменной*, как по величине, так и по знаку. Переменные нагрузки делятся на *монотонные (возрастающие или убывающие) и циклические*. Циклические нагрузки, в свою очередь, подразделяются на *однократные и многократные*. Под динамической понимается переменная нагрузка, изменяющаяся во времени быстрее, чем затухают вызванные ею в грунте волны напряжений. А поскольку ре-



Рис. 8.76. Формы поведения грунтов при динамических нагрузках

ально не существует достаточно длительно и монотонно убывающих или возрастающих усилий, то практически все динамические нагрузки являются циклическими (однократными или многократными) и представляют собой колебания – чередование во времени возрастания и убывания напряжений.

В соответствии с характером такого чередования можно выделить *периодические и непериодические динамические нагрузки*.

Периодическая нагрузка характеризуется каким-либо закономерным чередованием возрастания и убывания напряжения, любое текущее значение которого повторяется через постоянный интервал времени.

Непериодические нагрузки включают три основные разновидности:

1) *ударные (импульсные) нагрузки* часто являются периодическими, однако разложение их в ряд Фурье неосуществимо, так как импульсы разделены значительными по сравнению с длительностью последних «немymi» интервалами;

2) *почти периодические* – суммы гармонических колебаний несоизмеримых (некратных) частот, возникающие при пуске и торможении машин разного типа;

3) *нерегулярные*, типичные для многих техногенных и всех природных воздействий (сейсмических, ветровых, волновых) и характеризующиеся случайным характером изменения напряжений во времени. Кроме того, любая динамическая нагрузка может быть как *знакопеременной*, так и *знакопостоянной*.

Под влиянием различных техногенных и природных воздействий грунт испытывает переменные нагрузки в широком диапазоне амплитудных и частотных характеристик. Общее представление о соотношении параметров динамических нагрузок от разных источников и об их относительной значимости даст рис. 8.77. Все практически значимые для инженерной деятельности нагрузки находятся до частот 100 Гц. Источники, генерирующие колебания с частотами, близкими к собственным для большинства зданий (1...8 Гц), находятся в центральной части диаграммы. Значимые деформации грунтов возникают только в пределах зон влияния этих источников, которые существенно различаются [50].

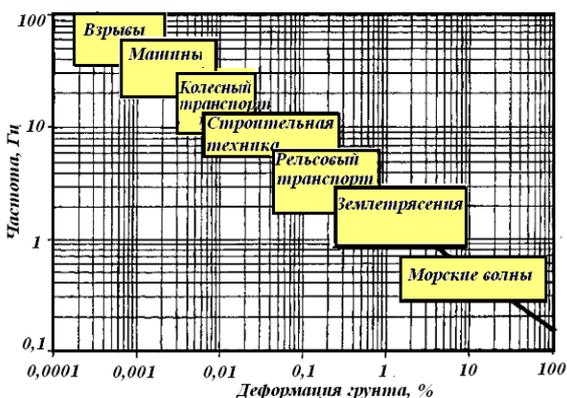


Рис. 8.77. Характеристика динамических нагрузок разного происхождения [50]

Амплитуда колебаний грунта может изменяться от долей миллиметра (легкий автотранспорт) до долей метра (землетрясения), а частота колебаний – от 50...200 Гц (некоторые виды транспорта) до нескольких герц и долей герца (землетрясения и волноприбойные воздействия).

Амплитуда колебаний грунта может изменяться от долей миллиметра (легкий автотранспорт) до долей метра (землетрясения), а частота колебаний – от 50...200 Гц (некоторые виды транспорта) до нескольких герц и долей герца (землетрясения и волноприбойные воздействия).

Параметры динамической нагрузки оказывают определяющее влияние на степень динамической неустойчивости грунтов. По особенностям воздействия на грунты весь спектр природных и техногенных динамических нагрузок целесообразно, прежде всего, разделить на две группы – *вибрационные и импульсные*.

Вибрационные нагрузки – это как периодические, так и непериодические воздействия, характеризующиеся непрерывным изменением напряжений во времени («немые» интервалы отсутствуют). Эти сравнительно низкочастотные волны напряжений, как правило, регистрируются органами чувств человека: при частоте 1...2 Гц человек ощущает колебания с амплитудой не менее 20 мкм, а при частотах 20 Гц и выше – уже всего 1...2 мкм.

Импульсные нагрузки – периодические или непериодические (часто однократные) воздействия, характеризующиеся:

1) наличием «немых» интервалов между импульсами;

2) высокой резкостью (третья производная смещения по времени) колебаний и очень крутым фронтом волны (только в непосредственной близости от источника);

3) наличием в спектре высокочастотных (до тысяч герц) составляющих – также в непосредственной близости к источнику воздействия, не оказывающих, однако, существенного влияния на грунты [50].

Исследования динамических свойств грунтов базируются на теории распространения волн, где инструментами исследований являются сдвиговые и продольные волны (название дано по скорости прибытия волн – «secondary and primary wave» – *s*- и *p*-волны), или поверхностные волны релеевского типа и волны Лява (рис. 8.78).

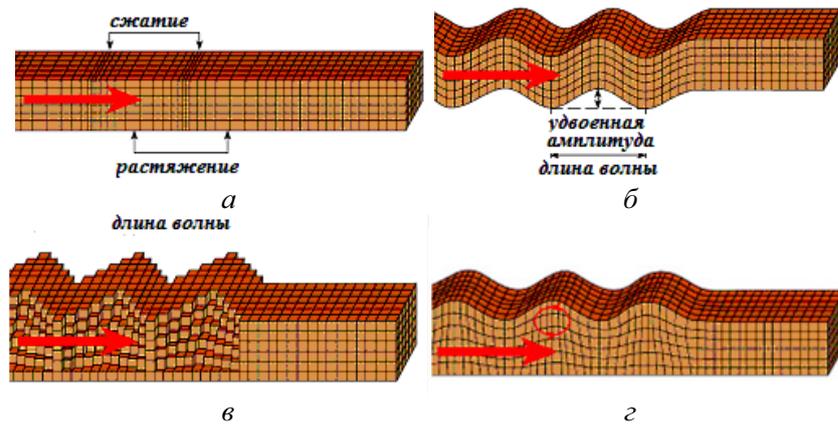


Рис. 8.78. Типы сейсмических волн:

- a* – продольные *p*-волны; *б* – поперечные или сдвиговые волны (*s*-волны);
- в* – поверхностные волны Лява (*L*-волны);
- г* – поверхностные волны Релея (*R*-волны) [9]

Продольные волны создаются деформациями объема (компрессия-растяжение) и являются самыми быстрыми из объемных волн, распространяются во всех средах и представляют собой чередование зон сжатия и растяжения горных пород.

Скорость распространения *p*-волн находится по формуле

$$v_p = \sqrt{\frac{E(1-\mu)}{\rho(1+\mu)(1-2\mu)}} = \sqrt{\frac{K + \frac{4}{3}G}{\rho}} = \sqrt{\frac{\lambda + 2G}{\rho}},$$

где E – модуль Юнга; G – модуль сдвига; ρ – плотность грунтов; λ – константа Лямэ, определяемая через модуль объемного сжатия K : $\lambda = K - \frac{2}{3}G$.

Поперечные волны являются волнами сдвига и кручения, так как при своем распространении сдвигают частицы вещества под прямым углом к направлению своего пути. Они не распространяются в жидкой среде, так как модуль сдвига в ней равен нулю. Эти волны возмущают поверхность грунта как по вертикали, так и по горизонтали.

Скорость поперечных волн меньше продольных и определяется по формуле

$$v_s = \sqrt{\frac{E}{2\rho(1+\nu)}} = \frac{\sqrt{G}}{\rho}.$$

Поверхностные волны Релея и Лява присущи только твердым телам. Колебания, вызванные этими волнами, распространяются в слое мощностью порядка длины волны. *L*-волны заставляют частицы грунта колебаться из стороны в сторону в горизонтальной плоскости, параллельной земной поверхности, под прямым углом к направлению своего распространения. Волны Релея возникают на границе раздела двух сред и воздействуют на частицы среды, заставляя их двигаться по эллипсоидальной траектории по вертикали и горизонтали в вертикальной плоскости, ориентированной по направлению распростране-

ния волн. Скорость волн Релея меньше, чем волн Лява, они распространяются медленнее, чем объемные волны, и довольно быстро затухают с удалением от эпицентра и с глубиной. Необходимо отметить сложность их выделения при интерпретации данных, особенно при сильной изменчивости плотности грунтов верхней части разреза. В табл. 8.82 приведены скорости упругих волн для различных грунтов.

Таблица 8.82

Скорости упругих волн (по Н.Н. Горяинову, Ф.М. Ляховицкому) [58]

Грунты	Состояние грунта	$v_p, \text{м/с}$	$v_s, \text{м/с}$	v_s / v_p
Галечники	Неводонасыщенное	400...800	250...500	0,60...0,70
Пески		200...500	150...300	0,50...0,70
Супеси		250...550	120...280	0,45...0,60
Суглинки		300...600	100...250	0,30...0,55
Глины (включая коренные)		400...1800	100...400	0,10...0,35
Песчаники		800...4000	500...2500	0,50...0,70
Известняки		1000...4500	500...2800	0,50...0,65
Галечники		Водонасыщенное	2000...2700	250...500
Пески	1500...2000		150...300	0,07...0,20
Супеси	1450...1800		120...280	0,07...0,15
Суглинки	1500...1900		100...250	0,05...0,15
Глины (включая коренные)	1800...2500		100...400	0,05...0,12
Песчаники	1800...4500		500...2500	0,40...0,60
Известняки	2000...5000		500...2800	0,35...0,55
Галечники	Влагонасыщенное при $t = -3 \text{ } ^\circ\text{C}$		3800...4800	2000...2600
Пески		3400...4000	1800...2200	0,50...0,60
Супеси		2800...3500	1500...1900	0,45...0,60
Суглинки		2200...2800	1200...1500	0,40...0,55
Глины		1900...2300	800...1200	0,40...0,50
Песчаники		3600...5000	1900...2800	0,50...0,60
Известняки		3800...5500	2000...3000	0,50...0,60

Скорость распространения R-волны определяется по формуле

$$v_R = (0,87 + 1,12\nu) \sqrt{\frac{G}{\rho(1+\nu)}}, \text{ или } v_R = \frac{0,87 + 1,12\nu}{1+\nu} v_s.$$

Наблюдается следующее соотношение скоростей:

$$v_p > v_s > v_R.$$

Отношение скоростей продольных волн определяется через коэффициент Пуассона или через модуль сдвига:

$$\frac{v_p}{v_s} = \sqrt{\frac{2(1-\mu)}{1-2\mu}} = \sqrt{\frac{\lambda+2G}{G}},$$

при этом $\frac{v_p}{v_s} \geq \sqrt{2} = 1,4142$.

В качестве характеристики поглощения применяется декремент поглощения волн δ , который для значительных интервалов частот или слабо зависит от частоты колебаний, или совсем не зависит от нее и определяется по формуле

$$\delta = \alpha \lambda,$$

где α – коэффициент поглощения сейсмических волн, характеризующий изменение амплитуды волны на единицу пути (см^{-1} , м^{-1}); λ – длина волны.

Амплитуда волны на разных удалениях от источника колебаний при совместном действии факторов расхождения и поглощения определяется по формуле

$$A(x) = \frac{A_0}{x^\tau} \cdot e^{-\alpha x},$$

где $A(x)$ – амплитуда волны на расстоянии x от некоторой начальной точки; A_0 – амплитуда волны в начальной точке; τ – показатель расхождения, учитывает затухание волн, обу-

словленное геометрическим расхождением волнового фронта и их взаимодействием с границами раздела.

Зная скорости распространения волн, можно определить динамические характеристики деформационных свойств.

Динамические модули деформации E и сдвига G используют для решения специальных задач (расчета фундаментов при динамических нагрузках и др.) и вычисления статических характеристик грунта. Динамический модуль деформации вычисляют по зависимости:

$$E = \frac{\rho v_s^2 (3v_p^2 - 4v_s^2)}{2(v_p^2 - v_s^2)}, \quad E = v_p^2 \rho \frac{(1 + \mu)(1 - 2\mu)}{1 - \mu} = 2v_s^2 (1 + \mu).$$

Модуль сдвига определяется по формуле

$$G = \rho v_s^2,$$

где ρ – плотность грунта; v_s – средняя скорость распространения сдвиговой волны, которую можно получить из отношения

$$v_s = L / t_s,$$

где L – расстояние между источником и приемником s-волны; t_s – время, за которое волна преодолевает это расстояние.

Модуль сдвига зависит от плотности грунта, амплитуды деформаций, эффективных напряжений, а также от типа грунта (связный, несвязный) и степени водонасыщения. Максимальное значение модулей сдвига G_{\max} наблюдается при уровне сдвиговых деформаций в диапазоне $10^{-7} \dots 10^{-5}$ д. ед., который соответствует условиям упругой работы скелета грунта и может быть получен по величинам скоростей распространения поперечных волн v_s при геофизических исследованиях и ультразвуковом зондировании грунтов.

Константа Лямэ λ определяется из формулы

$$\lambda = \rho(v_p^2 - v_s^2).$$

Коэффициент Пуассона μ можно получить из формулы

$$\mu = \frac{1 - 2\left(\frac{v_s}{v_p}\right)^2}{2 - 2\left(\frac{v_s}{v_p}\right)^2}, \quad \text{или} \quad \mu = \frac{E}{2G - 1}, \quad \text{или} \quad \mu = \frac{v_p^2 - v_s^2}{2(v_p^2 - v_s^2)},$$

где модули E и G получены в результате тестов на кручение.

Объемный модуль K определяется по формуле

$$K = \rho \left(v_p^2 - \frac{4}{3} v_s^2 \right).$$

При сейсмическом микрорайонировании участков строительства нормальные амплитудные характеристики колебаний грунта, уточненные за счет данных о сейсмотектонической обстановке и сейсмическом режиме в пункте строительства, корректируются дополнительно с учетом местных инженерно-геологических условий с использованием показателя **сейсмической жесткости грунта ρv_s** .

Поправка задается в форме коэффициента K_d , модифицирующего расчетные значения амплитуд перемещений, скоростей и ускорений грунтовой толщи, определяющей сейсмическое воздействие на сооружение. **Коэффициент на динамические свойства грунтовой толщи** определяется по формуле

$$K_d = 2^{1,67 \lg(655/\rho v_s)},$$

где ρv_s – сейсмическая жесткость грунта расчетной толщи, т/м²с; ρ – плотность грунта, т/м³; v_s – скорость поперечных сейсмических волн в расчетной толще, м/с.

Если расчетная толща грунта состоит из нескольких слоев, то в этом случае принимается во внимание **средневзвешенная сейсмическая жесткость пачки слоев**, определяемая по формуле

$$\rho v_s = \Sigma(\rho_i v_{si}) h_i / \Sigma h_i,$$

где h_i – толщина i -го слоя пачки, м; $\rho_i v_{si}$ – сейсмическая жесткость i -го слоя пачки, т/м² с, относительно поперечных сейсмических волн.

Для предварительной оценки влияния грунтовых условий на сейсмичность участков строительства сооружений повышенной ответственности поправочный коэффициент на динамические свойства однородной толщи грунта K_d допускается принимать равным:

- 0,5 – для скальных пород неветрелых и слабоветрелых;
- 1,0 – для скальных пород выветрелых и сильновыветрелых, крупнообломочных отложений, песчаных и глинистых грунтов с условным сопротивлением осевому сжатию $R_0 > 0,25$ МПа ($2,5$ кгс/см²);
- 2,0 – для песчано-глинистых грунтов с условным сопротивлением осевому сжатию $R \leq 0,25$ МПа ($2,5$ кгс/см²).

В тех случаях, когда расчетная толща грунта неоднородна по структуре, коэффициент K_d находят как среднее значение случайной величины [81].

8.9.1. Определение показателей динамических свойств грунтов

Для получения характеристик динамических свойств применяются различные методы, которые позволяют получать показатели в определенных диапазонах деформаций грунтов. Приблизительные диапазоны сдвиговых деформаций, приводящих к развитию упругого, упругопластичного и предельного напряженного состояний, показаны на рис. 8.79. При бесконечно малых величинах деформации (ниже 10^{-5}) в большинстве грунтов возникают чисто упругие обратимые деформации, с которыми связаны явления вибрации или распространения волн в массиве грунта. При средних величинах деформаций (от 10^{-4} до 10^{-2}) поведение грунтов является упругопластическим и характеризуется развитием необратимых деформаций, с которыми связано появление трещин и неравномерных осадок в грунтовых сооружениях. Когда массив грунта подвергается большим сдвиговым деформациям, превышающим несколько процентов, деформации имеют тенденцию значительно увеличиваться без дальнейшего роста касательных напряжений в грунте, что приводит к его разрушению. С такими деформациями связаны обрушения откосов и уплотнение или разжижение массивов несвязных грунтов.

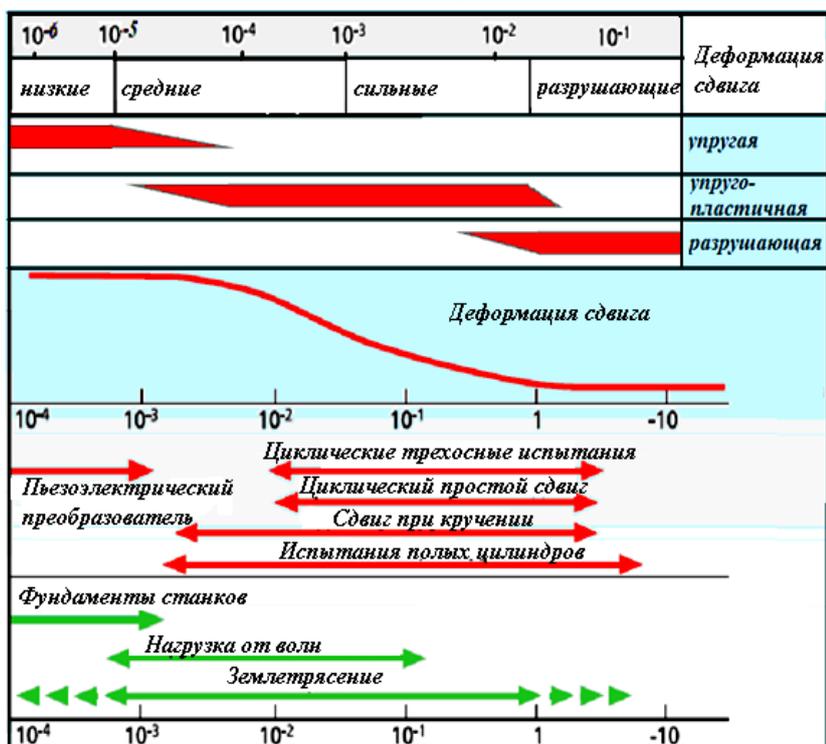


Рис. 8.79. Изменения механических характеристик грунтов в зависимости от деформаций и применяемые лабораторные испытания для определения показателей динамических свойств

На рис. 8.80 [134] показаны некоторые общепринятые методы лабораторных и полевых испытаний, применяемые для оценки динамических свойств грунтов. Это, в основном, акустические методы исследования преломленными и отраженными волнами, метод межскважинного просвечивания, прямой и обращенный сейсмический каротаж, спектральный анализ поверхностных волн и сейсмический конус-тест. При значительных деформациях используют стандартный пенетрационный тест (SPT), конус-пенетромтр тест (СРТ – статическое зондирование), дилатометры или прессиометры [62]. При решении инженерно-геологических задач используют комплекс методов от сейсмических (низкочастотных с частотой до 500 Гц) до акустических (с частотами 0,5...10 кГц) и ультразвуковых (свыше 10 кГц). Это вертикальное сейсмическое профилирование и просвечивание в выработках, акустическое профилирование и просвечивание, акустический каротаж широкополостной и ультразвуковой каротаж, сейсмотомография и др. методы.

Интенсивное изменение модулей сдвига наблюдается в диапазоне деформаций $10^{-5} \dots 10^{-1}$ д. ед. Для определения динамического модуля сдвига и коэффициентов демпфирования в указанном диапазоне деформаций в условиях лаборатории используют: приборы ультразвукового зондирования для определения скорости поперечных волн в образце; приборы резонансного испытания образцов-колонн; динамические сдвиговые приборы и стабилотометры с высокочувствительными датчиками деформаций. В лабораторных условиях для определения упругих свойств грунта чаще всего применяют метод резонансного распространения волны по колонне образца (метод довольно сложный и дорогой). При этих испытаниях существует возможность генерировать деформации величиной до 10^{-4} в зависимости от типа грунта. Оценку модулей сдвига можно провести методом ультразвукового зондирования образцов и трехосных испытаний в лаборатории, при этом захватываются деформации $10^{-6} \dots 10^{-5}$ и $10^{-2} \dots 10^{-1}$ соответственно.

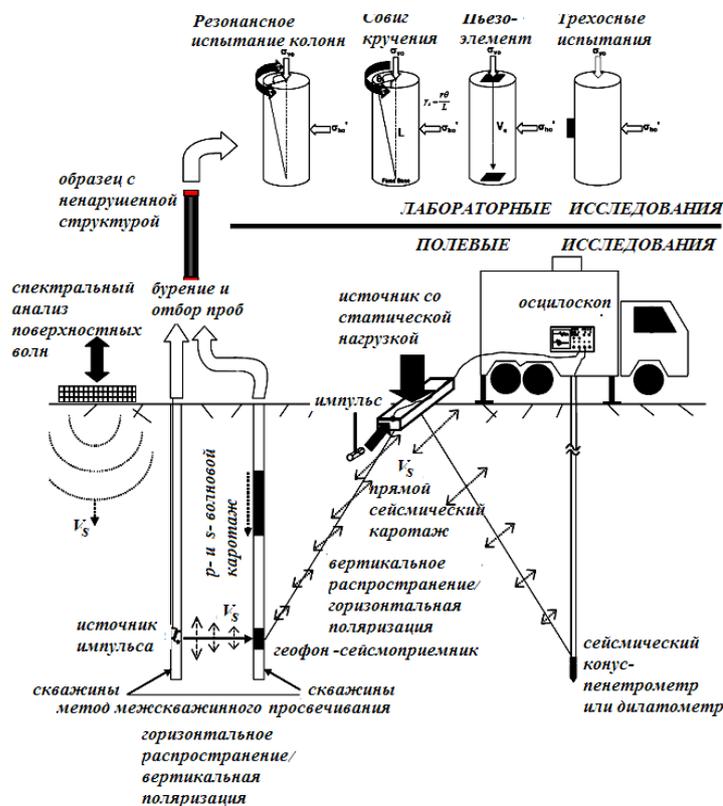


Рис. 8.80. Методы исследования динамических свойств грунтов

Прибор для испытаний на трехосное сжатие [62]. Приборы для испытаний на трехосное сжатие широко используются в лабораторных испытаниях несвязных грунтов в условиях как монотонной, так и циклической нагрузки.

В Японии разработан прибор (рис. 8.81, а), в котором верхнюю крышку камеры сначала закрепляют и поддерживают с помощью тяз, затем опускают нагрузочный поршень и вручную соединяют его со штампом, поскольку на этом этапе камера еще не смонтирована полностью. Месдозу и датчик перемещения устанавливают вручную в камеру трехосного сжатия, чтобы исключить трение о поршень. Камеру ставят на основание и крепят к ней верхнюю крышку. Ручная сборка целесообразна, когда поршень и нагрузочный штамп должны быть жестко соединены для передачи растягивающего усилия. В этом случае направленная вверх сила растяжения передается вертикальным поршнем и образец подвергается трехосному растяжению. Во время приложения циклической нагрузки в верхней части камеры обычно удерживается воздух для создания подушки для импульсного нагружения. Таким образом, трехосное растяжение образца можно создавать циклически без изменения давления в камере, что необходимо для двустороннего нагружения, когда напряжения при циклической нагрузке меняют свое направление на противоположное, вызывая трехосное сжатие и растяжение.

На рис. 8.81, б приводится пример прибора для трехосного циклического испытания, в котором давление воздуха создается компрессором и передается по двум различным системам статического нагружения. Первая система нагружения – это система камеры давления. Давление воздуха контролируется клапаном В и после уменьшения до желаемой величины с помощью регулятора давления передается в резервуар В, а затем жидкостью в камеру трехосного сжатия. Из-за наличия вертикальной тяги внутри камеры вызываемое давлением в камере вертикальное напряжение меньше горизонтального, поэтому для приложения дополнительных вертикальных напряжений обычно требуется другая система, и для этого можно использовать регулятор А.

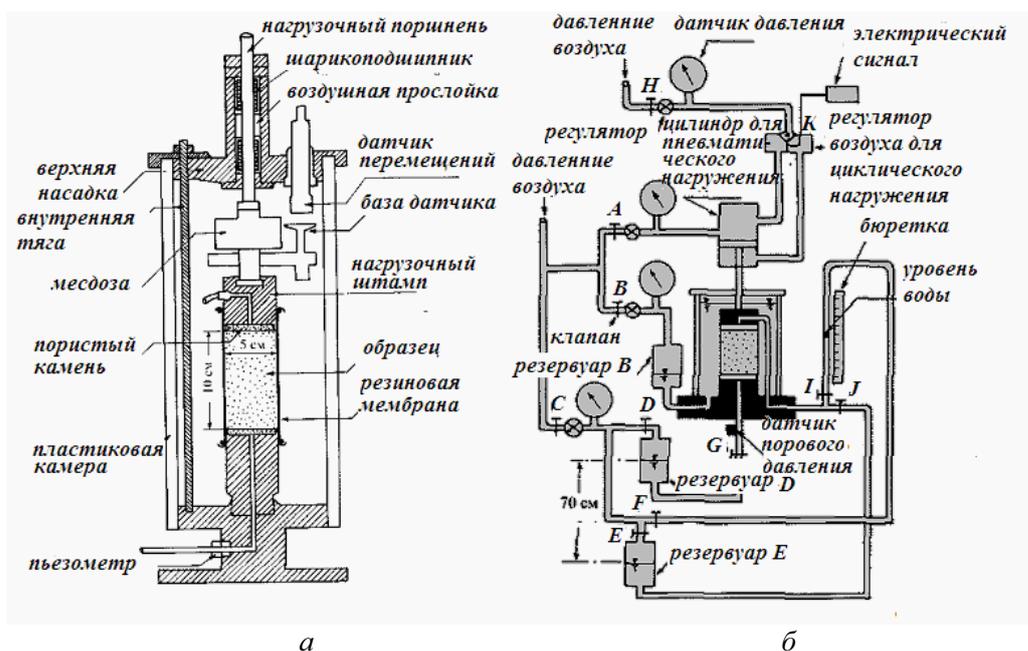


Рис. 8.81. Оборудование для циклических испытаний грунтов на трехосное сжатие:
 а – прибор с фиксирующей крышкой камеры;
 б – двойная система нагружения для трехосных циклических испытаний [62]

Вторая система нагружения необходима для подачи в образец воды и создания обратного давления. Вода подается в образец под давлением через основание резервуара D (рис. 8.81, б), а резервуар E предназначен для приложения обратного давления через верхнюю дренажную линию. По уровню воды в бюретке контролируется объем воды, выходящей из образца во время его консолидации. Поместив резервуары D и E на одном уровне, можно уравнивать величины обратного давления, действующего на верхний торец и основа-

ние образца. При установке резервуара *D* выше резервуара *E* разницу напора можно использовать для фильтрации воды через образец для выведения из него воздуха. Циркуляцию воды можно также обеспечить, соединив трубку из резервуара *E* с верхней дренажной линией. Циклическое осевое напряжение создается с помощью пневматического нагрузочного элемента либо электрогидравлической системы. В пневматической системе регулятор воздуха *K* (рис. 8.81, б) используется для управления амплитудой и частотой движения нагрузочного поршня. Генератор подает управляющий сигнал в регулятор, после чего нагрузочный поршень приводится в движение сжатым воздухом. Циклический нагрузочный элемент соединяется с поршнем прибора трехосного сжатия и может создать любую волну нерегулярной формы и передать ее на образец грунта, находящийся в камере.

Прибор для испытаний на простой сдвиг [62]. Соединив прибор для испытания на простой сдвиг с горизонтальными смещениями образца с циклическим нагружающим элементом (рис. 8.82, а и б), его можно использовать для испытания образцов в условиях циклического или динамического нагружения. Комбинированный прибор позволяет моделировать различные условия природных нагрузок, таких как сейсмическое воздействие на стабильность подводных склонов; разрушение связных грунтов под действием напряжений сдвига при циклической нагрузке; параметры разжижаемости несвязных грунтов. Образец, помещенный в резиновую оболочку, опускают в трубу из тefлоновых колец, которые во время сдвига скользят друг по другу. Сдвиг образца грунта осуществляется путем перемещения нижней каретки прибора относительно неподвижной верхней. Условия испытания обеспечивают постоянство объема образца во время опыта и отсутствие фиксированных поверхностей сдвига (рис. 8.82, а).

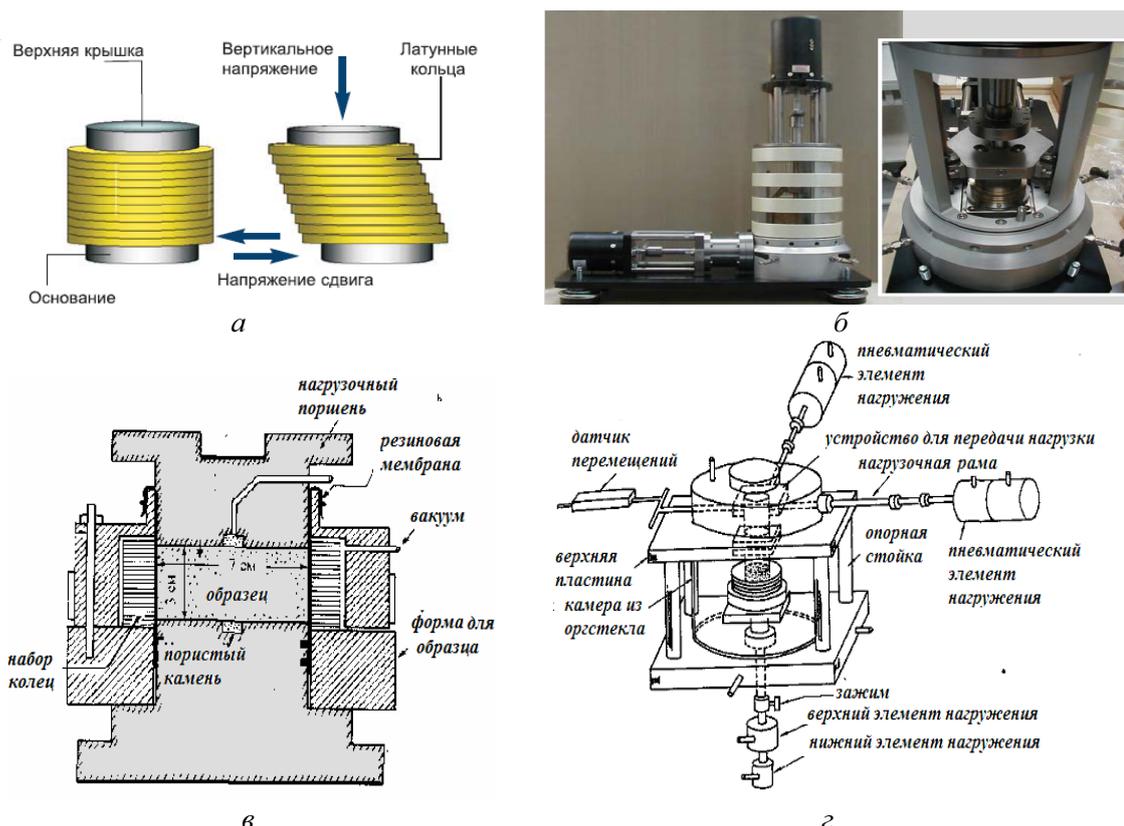


Рис. 8.82. Комбинированный (динамический и циклический) прибор простого сдвига [137, 62]:
 а – схема горизонтальных смещений образца в условиях простого сдвига; б – фотографии приборов;
 в – образцы, заключенные в специальную форму для испытаний на простой сдвиг;
 г – прибор для испытания на простой сдвиг при нагружении в двух направлениях

Когда на стадии консолидации к образцу прикладывают вертикальное напряжение, в нем возникает боковое напряжение ζ . Если циклическое напряжение прикладывают в недре-

нированных условиях, то поровое давление в водонасыщенном образце возрастает до величины, превышающей начальное боковое напряжение, резиновая оболочка расширяется и слегка выдавливается из верхней плоскости образца. Чтобы избежать выжимания, образцы грунта заключают в специальные формы (рис. 8.82, в).

Соединив систему циклического нагружения прибора с верхней частью образца в двух горизонтальных взаимно перпендикулярных направлениях (рис. 8.82, в), можно выполнять многонаправленные испытания на простой сдвиг.

Прибор для испытаний на сдвиг грунтов при кручении [62]. В приборах можно испытывать на кручение как сплошной, так и полый цилиндрический образец грунта. Испытание сплошного образца имеет один недостаток: в радиальном направлении в горизонтальной плоскости образца деформация распределяется неравномерно, поэтому в последние годы используют преимущественно полые образцы (рис. 8.83, в).

Существует несколько моделей таких приборов. В приборе, разработанном в Японии (рис. 8.83, б), к образцу могут прикладываться четыре вида напряжений: вертикальное, напряжение кручения и два боковых – во внутренней и внешней камерах давления, обычно равных по величине напряжению. Прибор позволяет выполнять трехосные испытания в любой комбинации с кручением, включая поворот осей главных напряжений. Прибор кручения универсален и удобен для исследования основных аспектов деформационных характеристик грунтов, однако он может не подходить для решения практических задач.

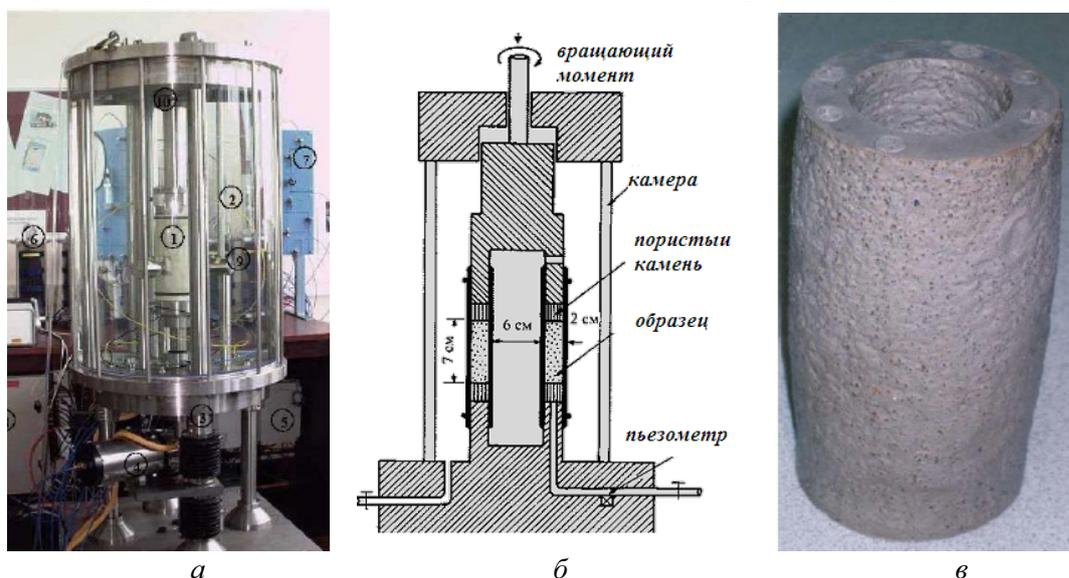


Рис. 8.83. Испытания грунтов на кручение:

а – прибор для испытаний на кручение полых цилиндрических образцов; б – схема условий нагрузки; в – образец грунта после опыта

Резонансные испытания [62]. Установки для резонансного испытания колонн грунта позволяют получить модуль сдвига и коэффициент поглощения в диапазоне малых и очень малых амплитуд сдвига порядка $10^{-4} \dots 10^{-3} \%$, соответствующих упругому и отчасти упругопластическому деформированию грунта, которые могут быть использованы при исследованиях реакции грунтов на динамические нагрузки и при расчете фундаментов сооружений.

При резонансных испытаниях в приборе трехосного сжатия фиксируется сплошная или полая цилиндрическая колонна грунта, которая подвергается продольной вибрации либо вибрации кручения. Способ впервые использован для испытаний грунтов японскими инженерами (Ishimoto, Iida, 1937; Iida, 1938, 1940). Следующая конструкция установки предложена почти 20 лет спустя (Shannon, Yamane, Dietrich, 1959). Основные расчетные зависимости сформулированы в работах Hardin, Richart, 1963; Hall, Richart, 1963; Hardin, Music, 1965. Кроме того, данный метод стандартизован в США (ASTM Standard D 4515-87) [5].

При испытаниях вращательные колебания переменной частоты прикладываются к верхнему – свободному торцу образца, который испытывает при этом деформацию простого сдвига; затем измеряется амплитуда деформации сдвига на каждой частоте, что позволяет получить амплитудный спектр реакции грунта и определить резонансную частоту образца. Зная величину резонансной частоты, а также геометрические характеристики образца и условия его фиксации в приборе, путем обратного расчета можно вычислить скорость распространения проходящей через грунт волны. По первой собственной частоте образца рассчитывается скорость сдвиговой волны v_s ; по скорости поперечных волн и плотности грунта – модуль сдвига G .

После завершения измерений в условиях резонанса приводную систему отключают и образец остается в состоянии свободного колебания, после чего проводятся наблюдения за затуханием свободной вибрации, чтобы рассчитать коэффициент демпфирования. Коэффициент демпфирования D определяется либо по затуханию свободных колебаний, либо по ширине резонансной кривой при вынужденных колебаниях. Процедуру повторяют несколько раз, ступенчато увеличивая силу вращений, по мере роста которой образец достигает резонансного состояния при более низкой частоте, поскольку из-за возрастания уровня деформации сдвига его прочность уменьшается. Амплитуда динамической нагрузки постепенно увеличивается от испытания к испытанию, что позволяет определить изменение модуля сдвига (снижение) и коэффициента поглощения (повышение) с увеличением амплитуды сдвиговых деформаций. В следующем испытании на стадии свободного колебания коэффициент демпфирования будет больше, так как уровень нелинейности образца вследствие увеличившейся деформации сдвига повысится.

Коэффициент демпфирования (D) грунта определяется для каждой ступени увеличения движущей силы путем анализа кривой затухания амплитуды, построенной в фазе свободных колебаний, которая следует после вынужденной вибрации. Если амплитуда в состоянии свободных колебаний затухает во времени, то логарифмический декремент затухания колебаний можно рассчитать по формуле:

$$\delta = \frac{1}{n} \ln \left(\frac{A_1}{A_{n+1}} \right),$$

где A_1 и A_{n+1} – амплитуды циклов 1 и $(n + 1)$ соответственно.

Коэффициент демпфирования определяется по формуле

$$D = \frac{\delta^2}{4\pi^2 + \delta^2} \cdot 100.$$

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

Существует несколько типов приборов для резонансного испытания колонн. В схеме, показанной на рис. 8.84, б, в основании образца создаются вибрации, а реакция грунта в виде скорости или ускорения на созданное воздействие фиксируется в его верхней части. Такое устройство называется *прибором со свободной фиксацией*, его работа описана Холлом и Ричартом в 1963 г. На рис. 8.84, в представлена схема прибора со свободной фиксацией образца, разработанного Хардином в 1965 г. Воздействие оказывается на верхнюю часть образца, там же замеряется и отклик. В верхней части образца монтируется более массивное приспособление и момент инерции данной массы при кручении должен учитываться при вычислении скорости волн в образце. Когда цилиндрический образец начинает вибрировать с резонансной частотой, амплитуда результирующего движения в основном определяется скоростью или демпфирующими свойствами материала. В то же время распределение величин угла вращения (или смещения) по высоте образца зависит от характеристики демпфирования не существенно. При линейном распределении деформации, деформация сдвига однородна по всей длине образца, что создает немаловажные преимущества для условий испытания. Поэтому с увеличением веса устройства в верхней

части образца деформация сдвига, возникающая в ходе резонансного испытания колонны, становится более равномерной по длине образца.

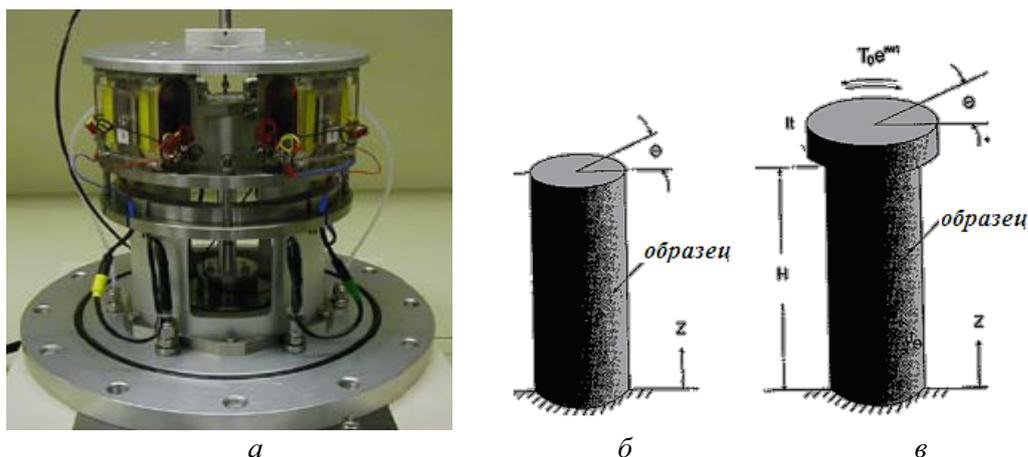


Рис. 8.84. Прибор для резонансного испытания колонн (а) [133]. Схемы испытаний:
 б – вибрация основания при незакрепленной верхней части образца;
 в – вибрация верхней части образца

На рис. 8.85, а показана модель прибора для резонансного испытания колонн грунта, разработанная Шанноном в 1959 г. В этой модели на основание сплошного цилиндрического образца действует продольный импульс, а вертикальное перемещение измеряется при помощи пьезокерамического датчика, расположенного на вершине образца, который в этом приборе работает как свободно фиксируемый.

На рис. 8.85, б показана модель, спроектированная Дрневичем в 1972 г., а на рис. 8.85, в – модель, разработанная Курибаяши в 1974 г. Оба эти прибора создают вибрацию кручения и оснащены блоком движения, расположенным в верхней части полого цилиндрического образца, следовательно, они представляют модель свободной фиксации. В аппарате Дрневича возможно применение изотропного и анизотропного сжатия и, как и в стандартном трехосном приборе, может проводиться сдвиг до разрушения образца.

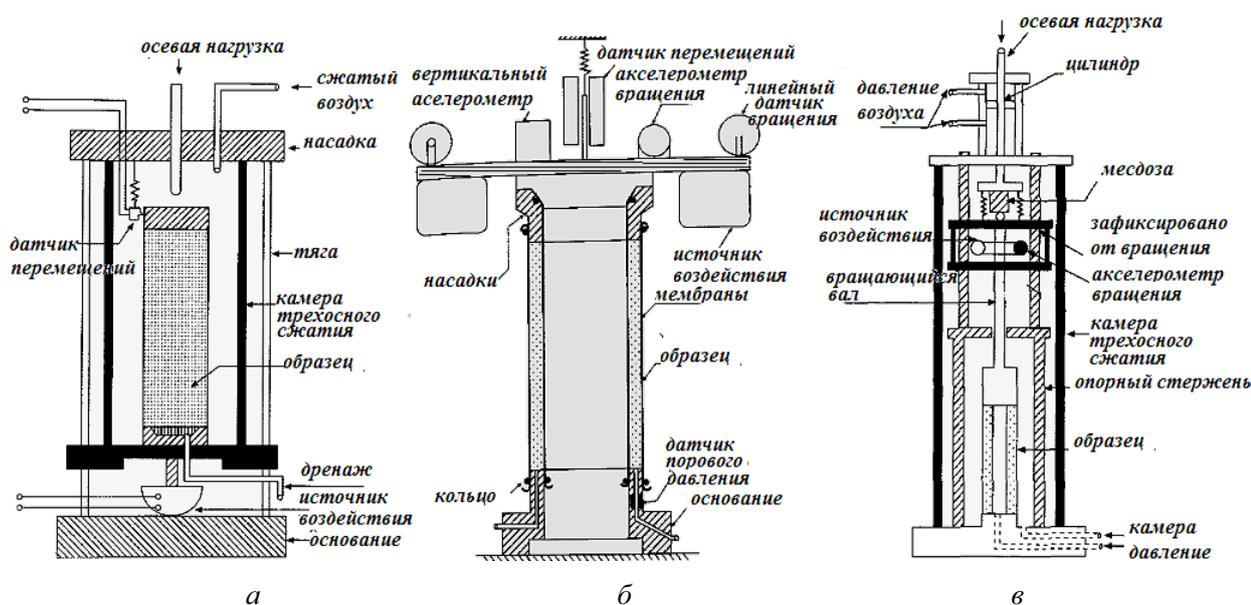


Рис. 8.85. Приборы для резонансных испытаний колонн:
 а – с источником воздействия в основании; б – для резонансных испытаний колонн
 (с изотропной и анизотропной консолидацией); в – прибор для резонансных испытаний колонн Курибаяши

Существуют некоторые *ограничения* применения метода. Резонансное испытание колонн грунтов чаще всего строится на обратном анализе и описывает реакцию системы, состоящей из образца грунта и присоединенного к нему прибора, поэтому результат исследования отражает совместный эффект деформации [62].

Пьезокерамический датчик (*bender element*). Пьезокерамические преобразователи представляют собой электромеханические датчики, способные преобразовывать механическую энергию (движение) в электрическую или наоборот. Датчик состоит из двух тонких пьезокерамических пластин, которые жестко связаны проводящими покрытиями между собой и на их внешних сторонах. Толщина элемента обычно составляет 1 мм, ширина – 12 мм, длина – примерно 125 мм (рис. 8.86). Пьезокерамический элемент может быть помещен в одомер или прибор для испытаний на прямой сдвиг, а также использоваться в полевых условиях при зондировании грунтов конусными пенетрометрами [131]. При испытаниях грунтов пьезоэлектрические датчики заключаются в оболочки и монтируются во вставках, которые закрепляются на основании и верхней крышке ячейки приборов и погружаются одним концом в образец грунта (рис. 8.86, з).

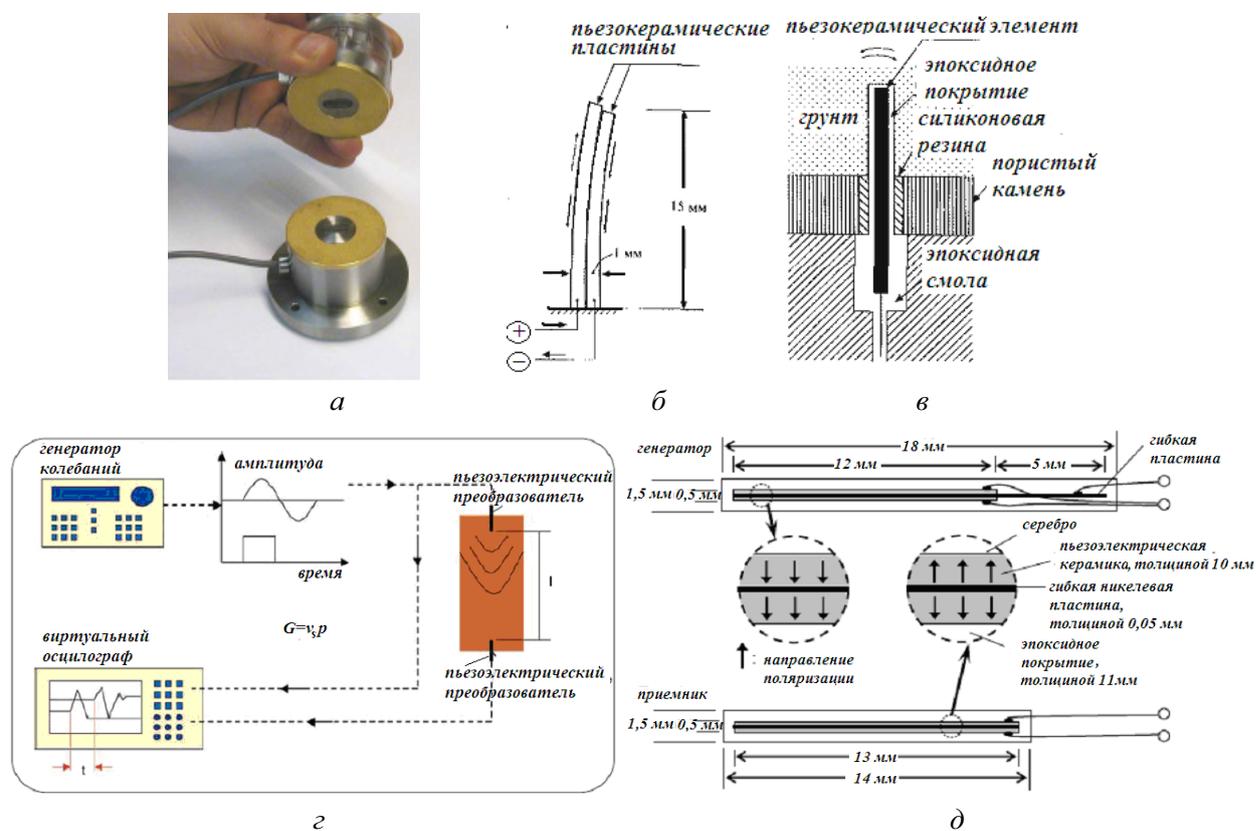


Рис. 8.86. Пьезокерамический датчик:

а – общий вид; б – пьезокерамический датчик после придания ему импульса; в – пьезокерамический датчик, установленный в приборе для испытания грунтов; г, д – схемы пьезокерамических элементов, работающих как генератор импульса и приемник для определения скорости волн в грунтах

Поляризация керамического материала каждой пластины и электрических контактов такова, что, когда к преобразователю прикладывается возбуждающее напряжение, одна пластина удлиняется, а другая укорачивается (рис. 8.86, б), в результате образуется электрический сигнал, который можно измерить. При возбуждении пьезоэлектрические преобразователи изгибаются из стороны в сторону, сдвигая грунт в направлении, перпендикулярном длинной стороне датчиков, и, таким образом, имеют большой коэффициент связи с грунтом. В результате образуется волна сдвига, которая распространяется параллельно длинной стороне датчика в образце грунта, окружающий ее грунт также движется, и сдвиговая

волна распространяется вниз через весь образец. Прибытие волны фиксируется вторым пьезоэлектрическим элементом, закрепленным на основании. Сигнал о прибытии волны, а также сигнал из источника записываются на осциллограф, благодаря чему можно определить время движения волны сдвига. Длину волны принимают равной длине образца за вычетом частей изгибных элементов, внедренных в образец. По результатам испытаний рассчитывают модуль сдвига G .

Одним из недостатков изгибного элемента является его недолговечность (в первые 24–50 часов после поляризации элемент наиболее быстро теряет поляризационные свойства) и необходимость его защиты от проникновения воды во избежание короткого замыкания, что проблематично, особенно при испытании водонасыщенных грунтов. Установка изгибного элемента в такие материалы может нарушить их гидроизоляцию. При испытаниях имеет значение также размер бендер-элемента: интенсивность вибрации возрастает с ростом его размера и гибкости. Другая проблема заключается в сложности определения времени прибытия волны сдвига из-за интерференции, создаваемой другими волнами.

Определение скоростей распространения упругих продольных и поперечных волн при помощи ультразвуковых приборов [26]. Сущность метода заключается в измерении времени прохождения упругого импульса по образцу горной породы.

Масса пробы для каждого вида испытания должна быть достаточной для приготовления необходимого количества образцов с минимальными линейными размерами в соответствии с указанными в приложении.

Для проведения испытания применяют: установку импульсную ультразвуковую переносную с осциллографической индикацией, частотой повторения зондирующих импульсов не менее 25 Гц, амплитудой выходных импульсов 100...1600 В, со ступенчатой регулировкой, коэффициентом усиления не менее $2 \cdot 10^5$, точностью определения времени пробега упругого импульса не менее $0,5 \cdot 10^{-6}$ с и длительностью развертки в пределах $(50 \dots 500) 10^{-6}$ с/экран; пьезопреобразователи поршневого типа в защитном кожухе из сегнетовой соли 45° X-среза или из аксиально-поляризованной керамики ЦТС – для определения скорости прохождения продольных волн; из сегнетовой соли X-среза или сдвиговой керамики ЦТС – для определения скорости прохождения поперечных волн с собственными частотами 70, 140, 280 и 500 Гц; марлю медицинскую и парафин.

Образцы для испытания готовят, отбивая от проб куски произвольной формы без острых углов. Для определения скорости распространения поперечных волн образцы дополнительно обрабатывают на противоположных концах алмазной пилой так, чтобы плоскости среза были перпендикулярны намечаемой оси прозвучивания образца. Минимальный линейный размер образцов в поперечном сечении S определяют из соотношения $S \geq \lambda$, где λ – преобладающая длина волны в метрах.

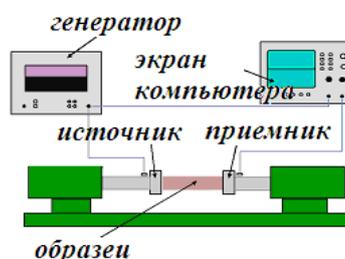
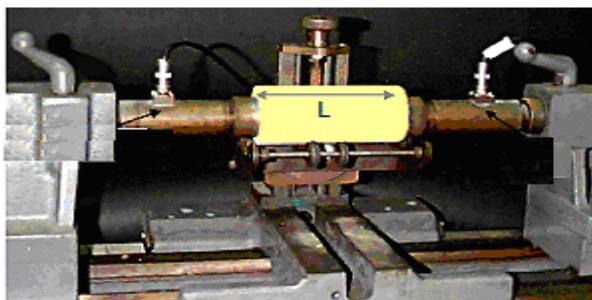


Рис. 8.87. Фотография и схема ультразвукового прибора

Минимальную длину образца l , по направлению к которой производят измерение скорости распространения волны, определяют для каждого вида испытаний из соотношений:

- для скорости распространения продольных волн $l \geq v_p \frac{dt}{\delta_v}$;

- для скорости распространения поперечных волн $l \geq v_s \frac{dt}{\delta_v}$,

где v_p и v_s – соответственно скорости распространения продольной и поперечной волн, м/с; dt – абсолютная погрешность отсчитывания времени, равная половине цены деления шкалы времени, с; δ_v – заданная относительная погрешность измерения скорости.

Минимальные линейные размеры образцов, их длины, диапазоны вероятных значений скорости распространения волн, коэффициент вариации скорости и количество образцов, необходимых для каждого вида испытания, приведены в табл. 8.83.

Для каждой пары выбранных преобразователей перед испытанием определяют время задержки импульса в них и цепях аппаратуры t_3 , для чего включают установку и берут отсчет времени пробега импульса при прижатых друг к другу преобразователях. Преобразователи ультразвуковых колебаний вручную или с помощью специальных устройств прижимают к противоположным поверхностям образца так, чтобы оси их максимальной чувствительности совпали. Линейкой или штангенциркулем с погрешностью не более 1 мм замеряют расстояние l между прижатыми к образцу преобразователями.

Таблица 8.83

Параметры образцов, значения скоростей распространения упругих волн и количество образцов

Разновидность горных пород и вид испытания		Минимальный линейный размер образца, мм, при частоте преобразователей				Минимальная длина образца, мм	Диапазон значения распространения волн, м/с	Коэффициент вариации скорости	Количество образцов, необходимых для испытания, шт.
		70 кГц	140 кГц	280 кГц	500 кГц				
Магматические и регионально-метаморфические, сохраненные при определении скорости распространения	продольных волн	300	150	75	42	70	4000...7000	5...15	6
	поперечных волн	170	85	42	24	40	2500...4000	5...15	6
Магматические и регионально-метаморфические, нарушенные при определении скорости распространения	продольных волн	220	110	55	30	50	2000...3000	15...20	11
	поперечных волн	130	65	33	18	30	1000...3000	15...20	11
Осадочные и контактно-метаморфические плотные, сохраненные при определении распространения скорости	продольных волн	220	110	55	30	50	2000...6000	10...15	6
	поперечных волн	130	65	33	18	30	1000...3000	10...15	6
Осадочные и контактно-метаморфические, выветренные, нарушенные при определении скорости распространения	продольных волн	85	42	21	12	20	200...3000	25...30	25
	поперечных волн	65	33	18	9	15	100...1500	25...30	25

Включив установку, с помощью ручек управления добиваются появления на экране устойчивой картины колебаний – осциллограммы, амплитуда колебаний первых фаз которых должна превышать уровень шумов не менее чем в два раза.

По шкале масштабных меток или специальному измерительному устройству (в зависимости от конструктивных особенностей аппаратуры) берут отсчет времени (t_p) от момента излучения импульса до момента его первого вступления, характеризуемого началом первой фазы колебаний на экране осциллографа (рис. 8.88, а).

Поворачивая приемник ультразвуковых колебаний вокруг его оси, добиваются возможно полного угасания предвступлений продольных волн и четкого вступления начальных фаз поперечных волн, амплитуда колебаний которых при этом должна не менее чем в три раза превышать амплитуду предвступлений продольных волн.

По шкале масштабных меток или специальному измерительному устройству (в зависимости от конструктивных особенностей аппаратуры) берут отсчет времени t_s от момента излучения сдвигового импульса до начала первой фазы колебаний (рис. 8.88, б).

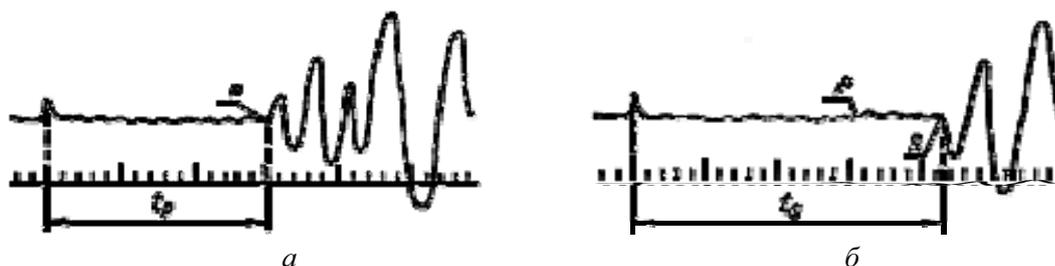


Рис. 8.88. Отсчет времени t_p от момента излучения импульса до начала первой фазы колебаний: p – продольных волн; s – поперечных волн

Каждый образец прозвучивают три раза во взаимно перпендикулярных направлениях, причем для пород с явно выраженной слоистостью или направленной трещиноватостью одно измерение проводят вдоль слоев или трещин, другое – поперек.

Измерение времени при испытаниях производят с точностью до десятых долей микросекунды. Скорости распространения в горных породах упругих волн v_p и v_s (м/с) для каждого измерения вычисляют по формулам:

- скорость распространения продольных волн $v_p = \frac{l}{t_p - t_3}$,
- скорость распространения поперечных волн $v_s = \frac{l}{t_s - t_3}$,

где l – расстояние между преобразователями по оси прозвучивания, м; t_p – время пробега упругого импульса продольной волны от излучателя до приемника, с; t_s – время пробега сдвигового импульса от излучателя до приемника, с; t_3 – время задержки импульса в аппаратуре и преобразователях, с.

За окончательный результат испытания, округленный до 10 м/с, принимают среднее арифметическое значение скорости распространения упругих продольных или поперечных волн после испытания количества образцов, указанного в табл. 8.83. Для пород с коэффициентом анизотропии $K_a = \frac{v^\perp}{v^\parallel} < 0,95$ определяют две скорости распространения упругих продольных и поперечных волн v^\perp и v^\parallel . Количество образцов обеспечивает получение средних расчетных величин скоростей распространения упругих волн с точностью не менее 10 % и степенью надежности 0,95.

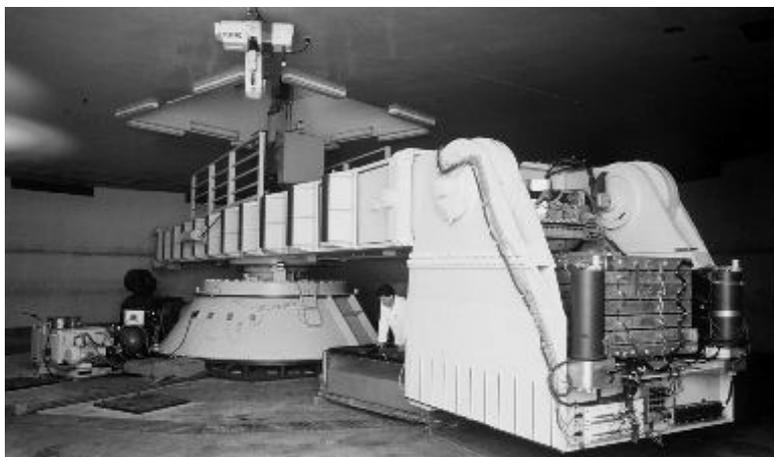


Рис. 8.89. Геотехническая центрифуга (UC Davis) с радиусом в несколько метров, позволяющая исследовать грунт в условиях сейсмических нагрузок

Динамические воздействия создаются также установкой приборов на вибрационные и виброударные столы, сейсмические платформы или центрифуги (рис. 8.89). Динамические воздействия на столы и платформы создаются механическими вибраторами, ударами грузов, гидравлическими пульсаторами и др. На некоторых платформах возможно создание динамических воздействий во всех трех направлениях (трехкомпонентные платформы), но чаще создаются воздействия одного направления, вертикальные или горизонтальные.

8.9.2. Разжижение грунтов

При действии внешних динамических нагрузок, возникающих под влиянием техногенных факторов, землетрясений и волноприбойных явлений, в водонасыщенных дисперсных грунтах могут развиваться специфические явления, выражающиеся в потере прочности грунта (разжижении), а затем, после прекращения воздействия, в постепенном ее восстановлении.

В истории известны катастрофы, связанные с тем, что абсолютно надежные песчаные грунты на короткий промежуток времени превращались в зыбуну. 7 июня 1692 года на Порт-Ройял (Ямайка) обрушилось сильнейшее землетрясение, и под поверхностью песков остались две трети города и более 2000 жителей... По прошествии трех веков исследования показали, что мощные толчки землетрясения спровоцировали возникновение колебаний песчинок, сцепление между ними уменьшилось, песок потерял плотную структуру и обрел текучесть. Среди печально известных районов на побережье Великобритании числится залив Моркембе-Бей, где в течение ряда лет нашли свою гибель более 150 человек. У Дуврских утесов за скалистым мысом Саут-Форленд находятся Гудвинские пески. Хроники утверждают, что здесь покоятся боевые триремы Юлия Цезаря, останки кораблей викингов, галеоны «Непобедимой армады», эскадра адмирала Бьюмонта, пиратские суда, английские фрегаты XVIII века, танкеры, сухогрузы и подводные лодки. В индийских пустынях, в районах Гадремаута, встречаются зоны, где тяжелый лом моментально тонет, погружаясь на глубину, превосходящую 100 метров [116].

Разрушения в Ниигата (Япония) в 1964 г., в Бора-Пик (США) в 1983 г., в Бхаи, в Ахмедабаде в 2001 г., вызванные разжижением грунтов во время землетрясений, вновь привлекли интерес ученых. Исследования показали, что подобное явление наблюдалось не только в водонасыщенных песчаных грунтах, но и в гравелистых.

Разжижением грунта называется его переход в текучее состояние вне зависимости от причины такой трансформации и величины последующих деформаций. Динамическое разжижение – переход водонасыщенных дисперсных грунтов в текучее состояние в результате разрушения структурных связей под действием волн напряжений разного типа.

По своему смыслу термин «разжижение» характеризует всего лишь одну из стадий поведения грунта в динамических условиях, тем не менее, он обычно используется для характеристики всего явления в целом. Исходя из этого, под разжижением понимается явление полной или частичной потери грунтом несущей способности под влиянием динамической нагрузки и переход его в текучее состояние, возникающее в результате разрушения структуры грунта и сопровождаемое постепенным восстановлением его структуры и прочности при снятии динамического воздействия. В основе этого явления лежит сложный трехстадийный процесс, включающий: а) разрушение исходной структуры грунта; б) переход грунта в разжиженное состояние; в) восстановление структуры и постепенное упрочнение системы (рис. 8.90). Поскольку все выделяемые стадии взаимно связаны между собой, то большинство исследователей, изучавших явление динамической устойчивости дисперсных грунтов, называли его разжижением.

Разжижение песчаных грунтов заключается в том, что с ростом частоты колебаний они начинают «течь», как вязкая жидкость, после преодоления определенного порога колебаний по частоте. До разжижения, при меньшей частоте колебаний до этого порога, проявляется виброползучесть. Чаще всего разжижаются водонасыщенные мелкие и пылеватые пески, су-

песи. Чем больше пористость грунта, тем при меньших динамических воздействиях начинается разжижение. Причина катастроф заключается в резком повышении порового давления при сейсмических нагрузках в грунтах, что приводит к деформациям сдвига и объемным деформациям. Рассеивание давления у поверхности грунта и осаднение частиц ведет к резким осадкам сооружений. Аналогично действуют волновые воздействия в донных и прибрежных грунтах, динамические нагрузки при бурении скважин, вызывающие прихваты.

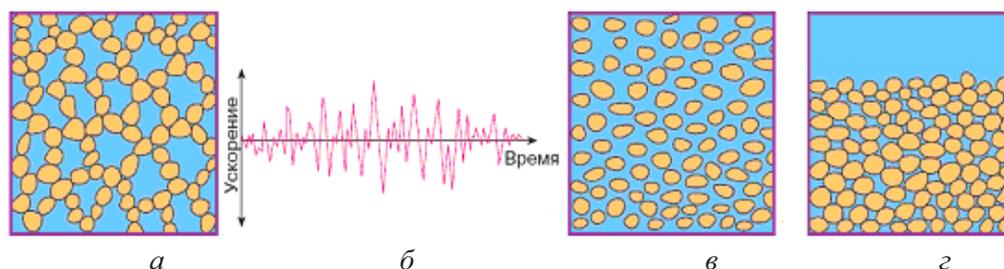


Рис. 8.90. Разжижение грунтов:

а – рыхлый водонасыщенный песок с крупными порами до землетрясения; б – сейсмический толчок; в – момент разжижения – связи между частицами разорваны, и они находятся во взвешенном состоянии; г – уплотненный песок после отжатия воды и оседания частиц [9]

Вибрация во время динамических воздействий уменьшает силы междучастичного трения и сопротивление сдвигу. Сильные импульсные воздействия могут вызвать дополнительные осадки. При определенной частоте колебаний в сыпучих грунтах трение частиц может так уменьшиться, что грунт приобретает свойства вязкой жидкости даже при малом количестве воды в нем. При наличии большого количества воды в грунте она может не успеть покинуть поры, в которых находилась, поэтому возникает поровое противодавление, уменьшающее сопротивление сдвигу.

При динамических воздействиях в основном уменьшаются межчастичные силы трения, а в меньшей степени – угол внутреннего трения, который будет уменьшаться вследствие разрыхления грунта, то есть увеличения его пористости. При ускорениях колебаний до одного « g », как показали опыты, угол внутреннего трения практически не изменялся. Удельное сцепление после действия динамических нагрузок также может уменьшиться, однако, как правило, незначительно, но для этого нужны достаточно интенсивные динамические воздействия, разрушающие цементационные связи. Причиной слабого уплотнения маловлажных глинистых грунтов является наличие большой связности у частиц и, как следствие, относительно высокая прочность агрегатов частиц грунта.

Отсутствие в грунте напряжений именно переменного знака исключает возможность разжижения песчаных грунтов. Статическая нагрузка не только снижает возможность разрушения структуры грунта, но и уменьшает уплотняемость несвязных грунтов при динамической нагрузке.

Обобщение многочисленных экспериментальных данных, опубликованных в отечественной и зарубежной литературе, позволяет считать, что несмотря на внешнюю схожесть, динамические явления, развивающиеся в дисперсных грунтах (начиная от чистых песков и кончая глинами), принципиально различны по своей природе. Рассмотрение этих явлений на микроуровне позволяет выделить и физически обосновать различия между механизмами тиксотропного, гравитационного и плавунного разжижения дисперсных грунтов.

В основе тиксотропии лежат процессы коагуляционного структурообразования, развивающиеся при определенном балансе сил притяжения и отталкивания между частицами и формировании вторичного потенциального минимума на энергетической кривой взаимодействия. Максимальное развитие тиксотропных свойств возможно при определенном энергетическом состоянии глинистых частиц, характеризующемся оптимальным сочетанием стабилизированных (преобладание сил отталкивания) и нестабилизированных (преобладание сил притяжения) участков поверхности частиц. Наличие энергетически неоднород-

ных участков обуславливает направленную коагуляцию частиц в тиксотропных системах (по типу базис-скол и скол-скол) и формирование диспергированно-флокулированной структуры (рис. 8.91, I), способной легко разрушаться в динамических условиях и постепенно увеличивать свою прочность при снятии внешнего воздействия. Разжижение типично тиксотропных систем при отсутствии внешних статических нагрузок идет без изменения порового давления, а восстановление их прочности носит обратимый характер и не сопровождается изменением влажности и плотности.

Развитие тиксотропных явлений зависит от дисперсности и состава глинистых минералов грунта, а также физико-химических факторов (состава обменных катионов, концентрации солей в поровом растворе, pH, температуры), определяющих энергетическую неоднородность поверхности глинистых минералов, характер ее стабилизации гидратными пленками и величину дальнего потенциального минимума.

Развитие тиксотропии в чистом виде характерно для высокодисперсных слабоуплотненных и высоковлажных глинистых грунтов (большинства глин и тяжелых пылеватых суглинков), а также глинистых паст и суспензий. У средних и некоторых легких пылеватых суглинков наряду с тиксотропными явлениями развиваются гравитационные процессы при явном преобладании первых. Поэтому разжижение таких грунтов в динамических условиях сопровождается их незначительным уплотнением и появлением порового давления.

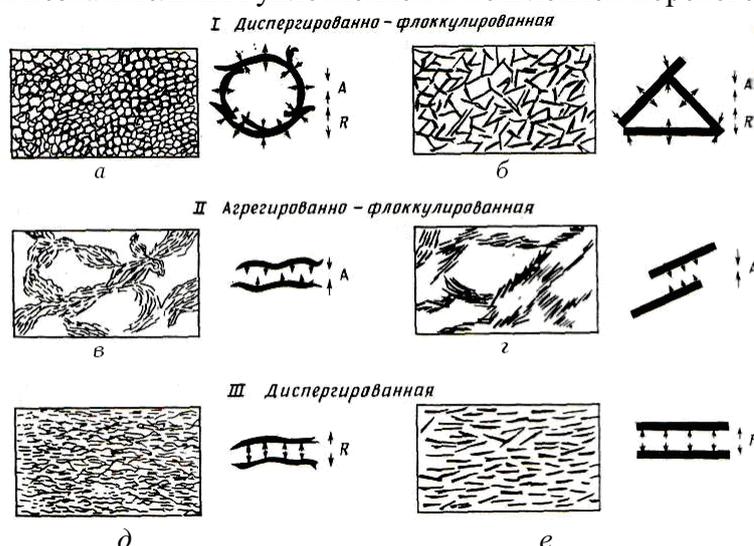


Рис. 8.91. Модели мелкоячеистой диспергированно-флокулированной (I), крупноячеистой агрегированно-флокулированной (II) и диспергированной (III) структур: а, в, д – для монтмориллонитовых и смешанослойных глин; б, г, е – для каолинитовых, гидрослюдистых и хлоритовых глин [88]

Разжижение чистых песков связано с наличием в нем контактов механической природы и действием гравитационных сил. Это явление характерно для песков, имеющих относительную плотность сложения $D < 1$, динамическое воздействие на которые приводит к их уплотнению, отжатию части поровой воды и изменению порового давления. При этом динамическая устойчивость песков определяется их состоянием (плотностью, влажностью), структурными особенностями (дисперсностью, однородностью, формой и характером поверхности зерен), наличием внешней статической нагрузки, а продолжительность нахождения в разжиженном состоянии и скорость восстановления прочности – коэффициентом фильтрации и условиями дренирования отжимаемой воды. Момент разрушения структуры песка и ее полного восстановления четко фиксируется по появлению и исчезновению порового давления. Прочность вновь образованной структуры всегда выше прочности исходной структуры.

Плыунностью называется способность дилатантно-тиксотропных (пылеватых связанных и несвязных грунтов, проявляющих при динамическом нагружении и степени влажно-

сти более 0,5 одновременно уплотнение, сопровождающееся отжатием поровой влаги, и слабо выраженные тиксотропные свойства) и некоторых квазитиксотропных грунтов (связных грунтов с преимущественно коагуляционными структурами, проявляющих при динамическом воздействии разупрочнение и последующее восстановление прочности в покое при неизменных объеме и влажности, в основе которых лежат тиксотропные явления, осложненные дополнительными эффектами преобразования структурных связей и порового пространства) к быстрому разжижению при небольшой интенсивности динамической нагрузки, связанной с особенностями их структуры (смешанной и метастабильной коагуляционной соответственно).

Плывунные явления – наиболее сложные по своей природе и обусловлены одновременным развитием процессов коагуляционного структурообразования и гравитационного уплотнения. Эти явления характерны для «переходных» (от чистых песков к глинам) разностей грунтов, таких как пылеватые пески, супеси и некоторые разности легких суглинков и связаны с разрушением в динамических условиях как коагуляционных, так и механических контактов. Причем специфический состав этих грунтов способствует взаимному усилению разрушения обоих видов контактов. Поэтому плывунные грунты в разжиженном состоянии обладают минимальной вязкостью (меньшей, чем у разжиженных глин или песков) и наибольшей подвижностью среди всех дисперсных грунтов. Наличие глинистых частиц препятствует быстрому развитию уплотнения системы, что наряду с низкими коэффициентами фильтрации пылеватых песков и супесей обуславливает вторую важную особенность плывунных систем – способность их к длительному нахождению в разжиженном состоянии после прекращения динамического воздействия. Обе специфические особенности плывунных грунтов делают их наиболее опасными в динамическом отношении. Развитие плывунных явлений сопровождается медленным уплотнением грунта после снятия внешнего воздействия, небольшой его водоотдачей и постепенным снижением порового давления. При этом идет наращивание прочности, которое может носить неравномерный характер, связанный с различной интенсивностью развития тиксотропного и гравитационного упрочнения.

На плывунные свойства исключительно большое влияние оказывает состояние глинистого вещества. Наличие глинистых минералов в диспергированном виде повышает плывунные свойства за счет его «смазывающих» свойств на контактах песчаных зерен и снижения фильтрационной способности. Нахождение глинистого вещества в диспергированно-флоккулированном и адсорбированном (на поверхности песчаных зерен) состояниях снижает плывунные свойства грунта. Развитию плывунных свойств грунта способствует повышение степени стабилизации глинистых частиц за счет физико-химических факторов (преобладание одновалентных катионов в обменном комплексе, низкая концентрация порового раствора, щелочная среда), присутствие высокомолекулярной органики и деятельность микроорганизмов [88].

Вероятность разжижения песков при динамических нагрузках можно определить при динамическом зондировании через *условное динамическое сопротивление p* – сопротивление грунта погружению зонда при забивке его падающим молотом или вибромолотом (табл. 8.84).

Таблица 8.84

Вероятность разжижения песков при динамических нагрузках [109]

Условное динамическое сопротивление p , МПа		Вероятность разжижения песков при динамических нагрузках
среднее	минимальное	
Менее 1,5	Менее 0,5	Большая вероятность разжижения (пески рыхлого сложения, сцепление практически отсутствует)
От 1,5 до 2,7	От 0,5 до 1,1	Разжижение возможно (пески рыхлые или средней плотности со слабо развитым сцеплением)
От 2,7 до 3,8	От 1,1 до 1,6	Вероятность разжижения невелика (пески средней плотности с развитым сцеплением)
Более 3,8	Более 1,6	Разжижение песков практически невозможно (пески плотные и средней плотности с хорошо развитым сцеплением)

Для более точной оценки опасности разжижения используются экспериментальные методы определения устойчивости грунта в динамических приборах трехосного сжатия в условиях природного напряженно-деформированного состояния и его изменения при пульсациях давления, моделирующих динамические воздействия. Прибор позволяет создать различные комбинации осевых и объемных нагрузок при заданных условиях дренирования. При отсутствии в настоящий момент общероссийских нормативов по определению динамических деформационных характеристик грунтов рекомендуются американские стандарты ASTM: D 3999–91, D 4015–91 [113].

В процессе лабораторных динамических исследований на разжижение следует определять: критический порог, свидетельствующий о начале разжижения грунта, – достижение относительной осевой деформации образца 5 %; критическую относительную амплитуду воздействий (динамической нагрузки) – величину относительной амплитуды напряжения, при превышении которой образец выдерживает менее 10 000 циклов нагрузки [113].

Метод экспериментального определения пороговых, или критических, ускорений колебаний основан на выполнении требования:

$$\alpha < \eta,$$

где α – максимальное действующее ускорение колебаний; η – критическое ускорение колебаний.

Критическое ускорение колебаний является природным свойством грунта и определяется по результатам испытаний грунта на вибростоле как ускорение, при котором не возникает дополнительных поровых давлений или деформаций грунта. При выполнении указанного условия дальнейшие исследования динамической устойчивости грунта не требуются.

9. КЛАССИФИКАЦИИ ГРУНТОВ

Классификация грунтов – система деления совокупности соподчиненных единиц (классов, видов, разновидностей и др.) объекта «грунт», используемая для установления между ними связей, необходимых для достижения поставленной цели.

Проблема классифицирования грунтов в инженерной геологии – одна из ключевых проблем, так как без расчленения изучаемой области литосферы на разновидности грунтов, имеющих различные, определенные типы поведения при взаимодействиях, нельзя представить инженерно-геологические условия строительства сооружения. Большинство инженерно-геологических задач и операций требуют отнесения грунтов к определенному классу, виду, разновидности. Качество имеющихся в инженерной геологии общих и частных классификаций объекта отражает уровень ее развития как научного направления.

Необходимый и достаточный для достижения цели и решения теоретических и практических задач уровень качества классификации обеспечивается оптимальным количеством и составом единиц классифицируемого множества и признаков-оснований, соблюдением при классифицировании правил таксономического анализа. Общая классификация грунтов должна охватывать полное множество частных представителей (моделей, предметов).

Каждый класс анализируемого множества представляется необходимым и достаточным количеством частных элементов. Для классифицирования указываются четкие таксономические правила разделения множества на таксоны и значения параметров, по которым будет устанавливаться принадлежность частного представителя, например образца грунта к определенному классу грунтов.

Выбор структуры классификации, диапазоны возможных изменений показателей разных качеств в пределах классов и состав признаков в пределах классов множества остается за инженером-геологом. Он же руководствуется имеющимися представлениями об объекте и задачами, вытекающими из поставленной цели.

9.1. Виды классификаций грунтов в инженерной геологии

Построение классификаций основано на использовании прямых и косвенных (диагностических) признаков-оснований. Первые имеют непосредственное отношение к решаемым задачам, *вторые* тесно коррелируются с прямыми признаками и могут использоваться для отнесения объектов к тому или иному классу. В простейших случаях классификация грунтов может быть построена на одном наборе признаков-показателей (например, для песков – по гранулометрическому составу), в сложных (с выделением нескольких соподчиненных уровней) – на нескольких наборах признаков, причем на каждом уровне может использоваться один (матричная система) и разные наборы признаков (древовидная система). Формальные признаки-основания, используемые при построении классификаций, определяются в своем большинстве теоретическими, статистическими и экспериментальными полевыми или лабораторными методами. Оба вида классификаций могут в той или иной форме совмещаться.

По назначению все показатели можно подразделить на два типа: *классификационные* и *расчетные*.

Расчетными показателями называются показатели, которые используются при проектировании в инженерных расчетах, а также при инженерно-геологических работах, в частности при расчетах величин показателей одних свойств грунта по характеристикам его состава или других свойств. В качестве расчетных может использоваться широкий круг показателей состава (гранулометрический состав, влажность и др.) и свойств (в первую очередь прочностных, деформационных, водопроницаемости) грунтов.

Классификационные показатели – это любые показатели, описывающие особенности состава, строения, состояния и свойств грунтов, на основе которых в исследуемой их

выборке выделяются различные их категории (классы, типы, виды и др.). Именно классификационные показатели используются при составлении классификаций грунтов по различным их особенностям (минеральному и гранулометрическому составу, величине набухания и др.).

По представительности показатели, используемые для характеристики грунтов, подразделяются на *частные* (индивидуальные) и *обобщенные* (нормативные и расчетные).

Частные показатели характеризуют любую особенность состава, строения, состояния или свойства грунта в конкретной точке.

Обобщенные показатели описывают те же особенности грунта, но применительно к определенной выборке, полученной при исследовании одного образца грунта в разных его точках или разных образцов одного грунта, отобранных по той или иной системе опробования в толще. К этой категории относятся так называемые *нормативные и расчетные показатели*. Нормативные значения характеристик грунтов (X_n) определяют как среднеарифметическую величину частных результатов определений для каждого выделенного на площадке строительства элемента или слоя.

Расчетные значения характеристик грунтов определяются по формуле $X = X_n / \gamma_g$, где X_n – нормативное значение данной характеристики; γ_g – коэффициент надежности по грунту обеспечивающий безопасность расчета. Коэффициент надежности при вычислении расчетных значений прочностных и физических характеристик (удельного сцепления, угла внутреннего трения нескальных грунтов, сопротивления, а также удельного веса) устанавливается в зависимости от их изменчивости, числа определений и значения доверительной вероятности (при расчетах оснований по несущей способности принимается равной 0,95, а по деформациям – 0,85). Для прочих характеристик допускается принимать $\gamma_g = 1$.

В практике инженерно-геологических исследований используется два вида классификаций: *генетические* и *формально-логические*.

Генетические классификации основаны на определении генезиса и условий образования грунтов, которые устанавливаются на основе общих геологических соображений и набора диагностических признаков. Эти операции поддаются лишь ограниченной формализации, что является их существенным недостатком. Однако выделяемые генетические типы содержат богатую информацию о физико-механических и иных свойствах грунтов и могут служить надежной основой для прогноза их предрасположенности к различным естественным и антропогенным процессам, поведения при взаимодействии с инженерными сооружениями.

Формально-логические классификации основаны на правилах формальной логики, таксономического анализа. Они могут быть подразделены на *частные, отраслевые, региональные* и *общие*.

Частные классификации представляют собой логические построения, подразделяющие множество грунтов по одному или нескольким конкретным, как правило, количественным, морфологическим для состава и свойств грунтов признакам. Их примерами являются классификация грунтов по гранулометрическому составу, классификация глинистых грунтов по показателю консистенции, классификация грунтов по величине деформации набухания или давления набухания.

Частные классификации, отражающие взаимодействие показателей механических и физических свойств, целесообразно строить по следующей схеме. Первая ступень отражает характеристики, определяющие в конечном итоге наименование грунта, вторая ступень – показатели состава, третья – показатели состояния (физические свойства), четвертая – характеристики механических свойств. Поэтому основной задачей, возникающей при разработке частной классификации, является выявление показателей состава, физических и механических свойств, которые удовлетворительно коррелировали бы между собой. В частной классификации могут быть приведены значения механических характеристик, при

этом разновидности выбирают таким образом, чтобы показатели механических свойств менялись в узком заданном диапазоне.

Отраслевые классификации обычно представляют собой частные классификации грунтов, разработанные применительно к задачам и требованиям определенного, конкретного вида строительной деятельности человека. Такие классификации разрабатывались применительно к требованиям дорожного, гидротехнического и других видов строительства. Из отраслевых специальных классификаций наиболее распространены следующие.

Классификация грунтов по их устойчивости в откосах. Мерой такой устойчивости является угол естественного откоса, т. е. предельный, наибольший угол наклона поверхности откоса, при котором грунты находятся еще в устойчивом состоянии. Классификация применима при проектировании и строительстве каналов, невысоких насыпей, выемок, дамб и других земляных сооружений.

Классификация по несущей способности грунтов, определяющейся той наибольшей нагрузкой, которая не вызывает опасных деформаций сооружений, осадок, нарушения их устойчивости. Классификация широко используется при проектировании и строительстве сооружений, расчетах проходимости техники.

Классификация по способу и трудности разработки горных пород. В этой строительной классификации горные породы подразделяются на категории в зависимости от того, каким инструментом они разрабатываются: с применением ударных инструментов, с частичным применением взрывных работ или только взрывным способом. Широко используется при выполнении земляных работ, так как категория пород определяет их стоимость.

Классификация по крепости пород, характеризующейся их сопротивлением разрушающим усилиям. Крепость пород зависит от многих физико-механических свойств: твердости, вязкости, трещиноватости, хрупкости и упругости. В горном деле принята шкала крепости горных пород, предложенная М.М. Протодяконовым, согласно которой все горные породы в зависимости от коэффициента крепости $f_{кр}$ разделены на десять категорий. Наиболее крепкие породы (кварциты, базальты и др.), имеющие коэффициент крепости $f_{кр} = 20$, отнесены к I категории, а наименее крепкие (пльвуны, разжиженные грунты), имеющие $f_{кр} = 0,3$, – к X категории. В строительных нормативных документах принята обратная шкала, в которой наиболее крепкие породы ($f_{кр} = 20$) отнесены к высшей, XI, группе по сложности разработки, а наименее крепкие – к I группе.

Классификация по степени водопроницаемости или водопоглощения. Показателями водопроницаемости горных пород, а для скальных и полускальных пород также их трещиноватости, являются коэффициент фильтрации и удельное водопоглощение. Коэффициент фильтрации характеризует скорость движения воды в породе при напорном градиенте, равном единице. Под удельным водопоглощением понимают расход воды, поглощаемой горными породами, вскрытыми скважиной, при напоре и длине интервала, равного 1 м. Коэффициент фильтрации является абсолютной характеристикой породы, а удельное водопоглощение – относительной, сравнительной. Оба эти показателя часто используются для решения различных строительных задач.

В региональных классификациях систематизируются знания о грунтах, развитых на той или иной, но определенной территории. При их построении учитываются не только количественные и качественные, но и генетико-возрастные показатели. В виде региональных могут рассматриваться и частные классификации, «привязанные» к химико-минеральным особенностям грунтов определенной территории. На начальных стадиях проектирования широко используются региональные типизации, которые разрабатываются с учетом районирования территории региона по природным условиям. Районирование также выполняется по определенным логическим принципам [54]:

- объективности, согласно которому выделяемые районы – это объективно существующая в природе реальность;
- генетической взаимосвязи и взаимообусловленности природных условий;

- многогранности, выражающейся в возможности широкого практического применения районирования;
- условности границ, которые в реальности представлены не линиями, а зонами перехода количественных характеристик в новое качественное состояние;
- всеобщей контурности, не допускающей существования нерайонированных участков и пересечения границ участков одного ранга;
- монологичности – ведущего принципа, определяющего единство критериев для выделения территорий одного иерархического ранга.

Районирование осуществляется на основе выбранных исследователем классификационных признаков, главнейшими из которых являются признаки, характеризующие распространение комплексов пород, которым свойственны однотипное строение, состав, состояние и инженерно-геологические свойства. При установлении значимости и очередности признаков в случае использования многоступенчатых схем районирования, на первых ступенях предпочтение всегда следует отдавать тем признакам, которые связаны с наибольшим числом отдельных компонентов инженерно-геологических условий. Обычно при районировании территории подразделяются:

- на регионы – по структурно-тектоническому признаку;
- на области – по геоморфологическим условиям и особенностям рельефа;
- на районы – по геолого-генетическим комплексам горных пород;
- на участки – по одному из характерных для данной территории факторов.

Общая классификация призвана рассматривать полное, глобальное многообразие (полное множество) грунтов и систематизировать их в определенную, логически непротиворечивую иерархическую систему. При ее составлении осуществляется логическая операция деления понятия «грунт» по отобранным исследователями классификационным критериям, в качестве которых могут быть использованы и генетико-возрастные, и морфологические показатели. Каждая из этих групп показателей должна использоваться на определенных этапах классифицирования, но смешивать их на одном этапе нельзя. Общая классификация грунтов используется для решения многих задач: систематизации множества грунтов в логически непротиворечивую иерархическую систему, получения «мерила теоретической зрелости грунтоведения» или «инструмента для дальнейшего развития теории», обретения основы для построения частных классификаций, используемых в практической деятельности инженера-геолога.

9.2. Общая классификация грунтов

Представления о классифицировании грунтов существенно изменялись во времени по мере накопления сведений об их составе, свойствах, структуре, особенностях поведения при различных взаимодействиях. Одними из первых являются классификации грунтов оснований сооружений Витрувия (I в. до н. э.) и А. Палладио (1570). Известны классификации М.С. Волкова (1840), Ф.П. Саваренского (1937), Н.Н. Маслова (1941, 1982), Е.М. Сергеева, В.А. Приклонского, П.Н. Панюкова и Л.Д. Белого (1957), В.Д. Ломтадзе (1970, 1984), Г.К. Бондарика (1981) и др.

В I в. до н. э. архитектор Витрувий предлагал при строительстве зданий разделить основания, сложенные *материковыми (коренными), наносными и болотистыми грунтами* [52].

Спустя полторы тысячи лет А. Палладио более подробно рассмотрел и даже классифицировал грунты оснований сооружений. Он выделял «природные фундаменты» – камни, туф, твердую почву, гравий, песок, разрыхленную землю, землю мягкую (глинистую – *авт.*) и болотистую. Палладио предложил и первые специальные методы оценки грунтов оснований сооружений. Можно отметить *близость структуры* и содержания одной из первых инженерно-геологических классификаций грунтов – классификации пород (грунтов) Ф.П. Саваренского (1937), выделяющего на уровне групп породы скальные, полу-

скальные, мягкие связные, рыхлые несвязные и, наконец, мягкие и рыхлые породы особого свойства или состояния.

Классификация Ф.П. Саваренского в неявном виде содержит две части. В первой части на первом, втором и третьем уровнях разделения классифицируются горные породы. Выделяются 5 основных групп пород, классы и подклассы.

Группа А. Твердые компактные «скальные» породы, практически не сжимаемые. Сюда входят магматические, метаморфические и прочносцементированные осадочные породы.

Группа В. Отдельно твердые и компактные породы «полускальные». Слабосжимаемые – выветрелые, трещиноватые породы группы А, а также слабоцементированные и растворимые в воде осадочные породы.

Группа С. Мягкие пластичные связные глинистые породы. Практически водонепроницаемые. Прочность зависит от степени увлажнения.

Группа D. Рыхлые несвязные породы, хорошо водопроницаемые (пески, галечники, гравий).

Группа E. Мягкие рыхлые породы особого состава и состояния (торф, насыпные грунты, илы).

При характеристике таксономических единиц приведены данные о свойствах, которые можно использовать при инженерно-геологической оценке. Во второй части классификации рассмотрены свойства грунтов, выявляющиеся при взаимодействии твердой и жидкой фаз и при внешних взаимодействиях.

В.Д. Ломтадзе, дополнивший классификацию Ф.П. Саваренского, четко выделил две части классификации: в первой части классифицируются *горные породы*, а во второй – *грунты*.

В классификации Н.Н. Маслова также можно выделить две части. Первая часть предусматривает практически такое же разделение пород, как и в классификации Ф.П. Саваренского, затем выделяются подмножества пород (классы) по гидростойкости и перечисляются группы пород. Во второй части классификации содержится разделение пород по свойствам, характеризующим уже не горную породу, а фазовую систему, грунт. Разделение учитывает характер взаимодействия грунта с сооружением, при нагрузке, при неравномерной осадке, при сдвиге, фильтрации и т. д.

Наиболее распространена общая инженерно-геологическая классификация, разработанная Е.М. Сергеевым, В.А. Приклонским, И.И. Панюковым и Л.Д. Белым и принятая в 1957 г. совещанием по инженерно-геологическим свойствам горных пород. В классификации выделены 3 класса пород по характеру связей между частицами: I класс – породы с жесткими связями; II класс – породы без жестких связей; III класс – искусственные грунты. В свою очередь, породы I класса делятся на три группы: магматические, метаморфические и осадочные, II класса – на осадочные и почвы. Дальнейшее деление пород производится по литолого-минералогическому составу и состоянию пород.

Все перечисленные классификации предусматривают выделение *пяти групп (классов) пород: скальных, полускальных, рыхлых, связных и пород особого состава, состояния и свойств (слабых)*. Эти классификации нельзя считать генетическими, так как группы объединяют породы разного происхождения. *Их преимущество* в том, что группы пород сопоставлены с их свойствами, охарактеризованными количественно, и указано, какие процессы следует ожидать при взаимодействии с сооружениями. *Недостатком* классификаций следует считать смешение признаков-оснований, одни из которых относятся к горным породам, а другие – к грунтам (фазовым системам). Следствием смешения признаков-оснований является нечеткость отражения объекта в классификации [50].

Классификации грунтов, принятые в странах западной Европы и США, основаны на тех же принципах, что и в России. Используются те же или близкие наборы признаков и в основном аналогичные или близкие по сути методы их определения. Редко методы анализа отличаются полностью, например при определении влажности на границе текучести или

усадки. По числу таксономических единиц все они упрощены и, как правило, ограничиваются выделением двух-трех уровней. Кроме того, они дополняются значительным числом частных классификаций, рассчитанных на решение частных задач, а также имеют свои достоинства и недостатки, которые можно учитывать и использовать при обновлении классификации грунтов в России [50].

За рубежом в настоящее время наибольшим распространением пользуется Unified soil classification system (USCS или US), разработанная в 1952 г. инженерами военного корпуса США при консультативном участии А. Казагранде. Различные модификации этой классификации вошли в качестве основы в национальные стандарты практически всех стран: США, Германии, Англии, Австралии, стран Латинской Америки и многих других, в том числе и в стандарты объединенной Европы.

Базовыми характеристиками при классификации грунтов как по ГОСТ, так и по наиболее часто используемым стандартам BS (Великобритания) и ASTM (США) являются грансостав и параметры пластичности (для связных грунтов), но при этом применяются разные критерии идентификации. В частности, критерием принадлежности дисперсных минеральных грунтов к виду глинистых, согласно ГОСТ 25100, является обладание числом пластичности $I_p > 1$; дальнейшая их классификация по разновидностям производится по числу пластичности, содержанию фракций 0,05...2,0 мм и показателю текучести I_L . Нужно отметить, что подразделение по фракционному составу отличается в разных классификациях (рис. 9.1). В зарубежных стандартах принадлежность к связным (глинистым) грунтам определяется процентным содержанием мелких частиц (диаметром менее 0,075 мм по ASTM и менее 0,063 мм по BS), а дальнейшая классификация выполняется по соотношению числа пластичности PI и влажности на границе текучести LL в соответствии с диаграммой, разработанной А. Казагранде и включенной как в ASTM, так и в BS. Следует отметить, что методики определения влажности на границах раскатывания w_p и текучести w_L и пределов пластичности PL и текучести LL имеют некоторые отличия, что приводит к различным количественным оценкам этих характеристик. Число выделяемых разновидностей (групп) в рассматриваемых стандартах также не совпадает. Очевидно, что взаимно однозначный перевод терминологии невозможен как из-за различия критериев выделения глинистых и песчаных грунтов и разделения их на группы, так и из-за количественного несоответствия классификационных групп [4].

<i>CE</i>	Тонкие (глины или пылеватые частицы)			Грубые пески			Грубые пески	
<i>USBR</i>	Тонкие (глины или пылеватые частицы)			Грубые пески			Грубые пески	
<i>AASHTO</i>	Кол-лоиды	Глины	Пылеватые частицы	Тонкие пески			Грубые пески	
<i>ASTM</i>	Кол-лоиды	Глины	Пылеватые частицы	Тонкие пески			Грубые пески	
<i>USDA</i>	Глины		Пылеватые частицы	Очень тонкие пески	Тонкие пески	Средние пески	Грубые пески	Очень грубые пески
<i>ISSS</i>	Глины		Пылеватые частицы	Тонкие пески			Грубые пески	
	0,0002	0,002	0,02	0,2			2,0	
	Размер частиц, мм							

Рис. 9.1. Подразделение грунтов по гранулометрическому составу в классификациях: *CE* – Corp of Engineers, *USBR* – U.S. Bureau of Reclamation, *AASHTO* – American Association for Highway and Transportation Officials, *ASTM* – American Society for Testing and Material, *USDA* – U.S. Department of Agriculture, *ISSS* – International Society of Soil Science

Таблица 9.1

Класс скальных грунтов

Тип (подтип)	Вид		Подвид
Магматические (интрузивные)	Силикатные	ультраосновные	Перидотиты, дуниты, пироксениты и др.
		основные	Габбро, нориты, анортозиты, диабазы, долериты и др.
		средние	Диориты, сиениты и др.
		кислые	Граниты, гранодиориты, кварцевые, сиениты, порфиры и др.
Магматические (эффузивные)	Силикатные	ультраосновные	Пикриты, коматииты и др.
		основные	Базальты, долериты, порфириты и др.
		средние	Андезиты, трахиты и др.
		кислые	Риолиты, дациты и др.
Метаморфические	Силикатные		Гнейсы, сланцы, кварциты, роговики, скарны, грейзены, березиты, пропилиты, вторичные кварциты, гидротермально измененные грунты и др.
	Карбонатные		Мраморы и др.
	Железистые		Железные руды, джеспилиты и др.
	Органо-минеральные		Горючие сланцы, антрациты и др.
Осадочные	Силикатные		Песчаники, конгломераты, аргиллиты, алевролиты, цементированные глины и др.
	Карбонатные		Известняки, доломиты, мел, мергели и др.
	Кремнистые		Опоки, диатомиты и др.
	Сульфатные		Гипсы, ангидриты и др.
	Галоидные		Галиты и др.
	Органо-минеральные		Бурые угли, битуминозные известняки и др.
Вулканогенно-осадочные	Силикатные		Туфопесчаники, туфоалевролиты, туфоаргиллиты, туффиты, вулканические туфы, кластолавы, лавовые брекчии и др.
	Хемогенно-силикатные		Туфопесчаники, туфоалевролиты, туфоаргиллиты, туффиты, вулканические туфы, кластолавы, лавовые брекчии и др.
Элювиальные	Минеральные		Скальные грунты трещинных зон коры выветривания
Техногенные	Все виды техногенно изменённых природных и антропогенно образованных скальных грунтов и преобразованных дисперсных грунтов с приобретенными цементационными связями		Все подвиды техногенно изменённых природных и антропогенно образованных скальных грунтов и преобразованных дисперсных грунтов с приобретенными цементационными связями

Таблица 9.2

Класс дисперсных грунтов

Подкласс	Тип	Подтип	Вид	Подвид	
Несвязные	Осадочные	Флювиальные, ледниковые, эоловые, склоновые и др.	Минеральные	Крупнообломочные грунты Пески	
			Органо-минеральные	Заторфованные пески	
	Вулканогенно-осадочные	Вулканогенно-осадочные, осадочно-вулканогенные, пирокластические	Минеральные	Вулканогенно-обломочные грунты Вулканические пески, пеплы	
	Элювиальные	Образованные в результате выветривания: физического, физико-химического, химического, биологического	Минеральные и органо-минеральные	Крупнообломочные грунты и пески обломочных и дисперсных зон коры выветривания и почвы	
	Техногенные	Техногенно измененные в условиях естественного залегания природные грунты	Техногенно измененные в условиях естественного залегания природные грунты	Все виды техногенно измененных природных несвязных грунтов	Все подвиды техногенно измененных природных несвязных грунтов
			Техногенно перемещенные природные грунты	Все виды техногенно измененных природных несвязных грунтов	Все подвиды техногенно измененных природных несвязных грунтов
			Антропогенно образованные грунты	Различные виды антропогенных грунтов	Различные подвиды антропогенных грунтов

Подкласс	Тип	Подтип	Вид	Подвид	
Связные	Осадочные	Флювиальные, ледниковые, эоловые, склоновые и др.	Минеральные	Глинистые грунты	
			Органо-минеральные	Илы Сапропели Заторфованные глинистые грунты и др.	
		Озерно-болотные, болотные, аллювиально-болотные и др.	Органические	Торфа Сапропели и др.	
	Элювиальные	Образованные в результате выветривания: физического, физико-химического, химического, биологического	Минеральные и органо-минеральные	Глинистые грунты дисперсных зон коры выветривания и почвы	
	Техногенные	Техногенно измененные в условиях естественного залегания природные грунты	Техногенно измененных природных связных грунтов	Все виды техногенно измененных природных связных грунтов	Все подвиды техногенно измененных природных связных грунтов
				Техногенно перемещенные природные грунты	Все виды техногенно измененных природных связных грунтов
Антропогенно образованные грунты				Различные виды антропогенных грунтов	Различные подвиды антропогенных грунтов

Таблица 9.3

Класс мерзлых грунтов

Подкласс	Тип	Подтип	Вид	Подвид
Скальные мерзлые	Природные промерзшие	Интрузивные, эффузивные, метаморфические, осадочные, вулканогенно-осадочные, элювиальные	Все виды скальных грунтов	Все подвиды скальных грунтов
	Техногенные промороженные и мерзлые	Природные грунты, техногенно измененные в условиях естественного залегания	Все виды техногенно измененных природных скальных грунтов	Все подвиды техногенно измененных природных скальных грунтов
Дисперсные мерзлые	Природные промерзшие	Осадочные, вулканогенно-осадочные, элювиальные	Все виды дисперсных грунтов	Все подвиды дисперсных грунтов
	Техногенные промороженные и мерзлые	Природные грунты, техногенно измененные в условиях естественного залегания	Все виды техногенно измененных природных дисперсных грунтов	Все подвиды техногенно измененных природных дисперсных грунтов
		Техногенно перемещенные природные мерзлые грунты		
Антропогенные промороженные и мерзлые грунты				
Ледяные	Льды конституционные: внутригрунтовые, погребенные, пещерно-жильные	Сегрегационные, инъекционные, ледниковые, наледные, речные, озерные, морские, донные, инфильтрационные, жильные, повторно-жильные, пещерные	Льды	Льды разного состава
			Лёдогрунты	Лёдогрунты разного состава
	Техногенные – ледяные искусственные	Антропогенные намороженные льды	Все виды намороженных льдов	Все подвиды искусственных льдов разного состава

Среди классификационных параметров, кроме пределов Аттерберга и гранулометрического состава, в классификации *American association for highway and transportation officials* (AASHTO) используется групповой индекс:

$$G = (F - 35) (0,2 + 0,005(LL - 40)) + 0,01(F - 15)(I_p - 10),$$

где F – содержание глинистых и алевролитовых частиц диаметром менее 0,074, проходящих через сито № 200, %; LL – показатель текучести; I_p – число пластичности. Групповой показатель характеризует качество грунта в основании сооружений: 0 – отличное, 0–1 – хорошее, 2–4 – удовлетворительное, 5–9 – плохое, 10–20 – очень плохое.

Используемый в настоящее время в России для классифицирования грунтов ГОСТ 25100 [34] разработан Производственным и научно-исследовательским институтом по инженерным изысканиям в строительстве (ПНИИИС) с участием других институтов на основе подхода, предложенного Р.С. Зиангировым и В.Т. Трофимовым, и был актуализирован в 2011 году. Авторы классификации включили в нее как генетические признаки, так и более 30 формальных, частных классификаций, позволяющих переходить к расчетам, используемым СНиП, СП и другими нормативами.

В общей классификации [34] все многообразие грунтов подразделено на классы скальных (табл. 9.1), дисперсных (табл. 9.2) и мерзлых (табл. 9.3) грунтов. Классификация грунтов включает следующие таксономические единицы, выделяемые по группам признаков:

- класс (подкласс) – по природе структурных связей;
- тип (подтип) – по генезису;
- вид (подвид) – по вещественному, петрографическому или литологическому составу;
- разновидности – по количественным показателям состава, строения, состояния и свойств грунтов.

В характеристики грунтов по разновидностям, предусмотренные стандартом [34], допускается вводить дополнения и изменения в случаях появления новых критериев выделения разновидностей грунтов по результатам научно-технических разработок. К наименованиям грунтов и их характеристикам допускается вводить дополнительные наименования, если это необходимо для более детального подразделения грунтов с учетом природных условий района строительства и специфики отдельных видов строительства. Дополнительные наименования должны основываться на частных классификациях отраслевого и регионального назначения, установленных соответствующими нормативными документами. Наименования грунтов должны содержать сведения об их геологическом возрасте в соответствии с местными стратиграфическими схемами, принятыми в установленном порядке.

В целом, требования, предъявляемые к общей классификации грунтов, можно сформулировать следующим образом: классификация грунтов должна представлять собой классификацию фазовых систем (грунтов) и быть логической системой для разделения полного множества грунтов в пространстве признаков; кроме того, должна учитывать генезис и процессы литогенеза твердой фазы грунта, отвечать на вопрос о том, как будет вести себя грунт при изменении фазового состава, фазового состояния и при внешних взаимодействиях, насколько интенсивно и с какой скоростью будет уплотняться, по какому типу будет разрушаться и т. д.; классификация должна быть основой для разработки частных классификаций грунтов, используемых при проектировании сооружений, быть логически непротиворечивой и формально строгой [32].

Классификация, ориентированная на массовое типовое гражданское и промышленное строительство, должна быть более простой. Практический опыт, отраженный в нормативных документах [109–113], показал, что в первую очередь от инженера-геолога и проектировщика требуется знание показателей свойств грунтов: скальных, крупнообломочных, песчаных и глинистых, мерзлых, органических и органо-минеральных, набухающих и дающих усадку, просадочных, засоленных и техногенных. Природа свойств этих грунтов различна, разнообразны методики определения показателей свойств и поэтому признаки (наборы признаков), по которым эти грунты классифицированы, также различны. Возможно, что такая классификация не будет учитывать генезис, но будет содержать показатели, востребованные при расчетах сооружений. Общая классификация должна быть дополнена специальными или расширенными классификациями, рассчитанными на особые или уникальные сооружения или особые условия строительства.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Абакумов Е.В., Власов Д.Ю., Старцев С.А. Гуминовые вещества как фактор риска для подземных сооружений // Инженерно-строительный журнал. – № 5. – 2009. – С. 98–106.
2. Аксельрод С.М. Геофизические методы разведки и оценки месторождений газогидратов // Каротажник. – № 104. – С. 9–14.
3. Амарян Л.С. Свойства слабых грунтов и методы их изучения. – М.: Недра, 1990. – 220 с.
4. Беллендир Е.Н. Научное обоснование проектирования гравитационных опорных блоков морских ледостойких платформ и их сопряжения с грунтовым основанием М.: дис. ... докт. тех. наук, 2006. – 284 с.
5. Болдырев Г.Г. Методы определения механических свойств грунтов. Состояние вопроса. – Пенза: ПГУАС, 2008. – 696 с.
6. Бондаренко Н.Ф., Коваленко Н.П. Водно-физические свойства торфяников. – Л.: Гидрометеоиздат, 1979. – 160 с.
7. Бондарик Г.К. Общая теория инженерной геологии. – М.: Недра, 1981. – 256 с.
8. Винокуров Ф.П., Тетеркин А.Е., Питерман М.А. Строительные свойства торфяных грунтов. – Мн.: АН БССР, 1962. – 283 с.
9. Вознесенский Е.А. Землетрясения и динамика грунтов // Соровский образовательный журнал. – 1998. – № 2. – С. 101–108.
10. ВСН 29–85. Проектирование мелкозаглубленных фундаментов малоэтажных сельских зданий на пучинистых грунтах. – М.: Минсельстрой, 1985. – 28 с.
11. ВСН 33–2.2.06–86. Мелиоративные системы и сооружения. Оросительные системы на просадочных грунтах. Нормы проектирования. – М.: Министерство мелиорации и водного хозяйства, 1987. – 34 с.
12. Вялов С.С. Реология мерзлых грунтов / под ред. В.Н. Разбегина. – М.: Стройиздат, 2000. – 464 с.
13. Гольдберг В.М., Скворцов Н.П. Проницаемость и фильтрация в глинах. – М.: Недра, 1986. – 160 с.
14. ГОСТ 10650–86. Торф. Метод определения степени разложения. – М.: Изд-во стандартов, 1986. – 8 с.
15. ГОСТ 11306–94. Торф. Методы определения зольности. – М.: Изд-во стандартов, 1994.
16. ГОСТ 12071–2000. Грунты. Отбор, упаковка, транспортирование и хранение образцов. – М.: Изд-во стандартов, 2000.
17. ГОСТ 12248–2010. Грунты. Методы лабораторного определения характеристик прочности и деформируемости. – М.: Изд-во стандартов, 2010. – 84 с.
18. ГОСТ 12536–79. Методы лабораторного определения гранулометрического (зернового) и микроагрегатного состава. – М.: Изд-во стандартов, 1979. – 18 с.
19. ГОСТ 20522–96. Грунты. Методы статистической обработки результатов испытаний. – М.: Изд-во стандартов, 1996. – 16 с.
20. ГОСТ 21123–85. Торф. Термины и определения. – М.: Изд-во стандартов, 1985. – 50 с.
21. ГОСТ 21153.1–75. Породы горные. Метод определения коэффициента крепости по Протодюконинову. – М.: Изд-во стандартов, 1975. – 3 с.
22. ГОСТ 21153.2–84. Породы горные. Методы определения предела прочности при одноосном сжатии. – М.: Изд-во стандартов, 1985. – 8 с.
23. ГОСТ 21153.3–85. Породы горные. Методы определения предела прочности при одноосном растяжении. – М.: Изд-во стандартов, 1985. – 12 с.
24. ГОСТ 21153.3–85. Породы горные. Методы определения предела прочности при срезе со сжатием. – М.: Изд-во стандартов, 1985. – 8 с.
25. ГОСТ 21153.6–75. Породы горные. Метод определения предела прочности при изгибе. – М.: Изд-во стандартов, 1975. – 3 с.
26. ГОСТ 21153.7–75. Породы горные. Метод определения скоростей распространения упругих продольных и поперечных волн. – М.: Изд-во стандартов, 1975. – 8 с.
27. ГОСТ 21153.8–88. Метод определения предела прочности при объемном сжатии. – М.: Изд-во стандартов, 1988. – 17 с.

28. ГОСТ 22733–2002. Грунты. Метод лабораторного определения максимальной плотности. – М.: Изд-во стандартов, 2002. – 12 с.
29. ГОСТ 23061–90. Грунты. Методы радиоизотопных измерений плотности и влажности. – М.: Изд-во стандартов, 1990. – 14 с.
30. ГОСТ 23161–78. Грунты. Метод лабораторного определения характеристик просадочности. – М.: Изд-во стандартов, 1978. – 6 с.
31. ГОСТ 23740–79. Грунты. Методы лабораторного определения содержания органических веществ. – М.: Изд-во стандартов, 1979. – 14 с.
32. ГОСТ 24143–80. Грунты. Методы лабораторного определения характеристик набухания и усадки. – М.: Изд-во стандартов, 1980. – 10 с.
33. ГОСТ 24941–81. Породы горные. Методы определения механических свойств нагруженными сферическими инденторами. – М.: Изд-во стандартов, 1981. – 16 с.
34. ГОСТ 25100–2011. Грунты. Классификация. – М.: Изд-во стандартов, 2011. – 34 с.
35. ГОСТ 25584–90. Грунты. Методы лабораторного определения коэффициента фильтрации. – М.: Изд-во стандартов, 1990. – 14 с.
36. ГОСТ 26447–85. Породы горные. Метод определения механических свойств глинистых пород при одноосном сжатии. – М.: Изд-во стандартов, 1985. – 22 с.
37. ГОСТ 26450.1–85. Породы горные. Метод определения коэффициента открытой пористости жидкостенасыщением. – М.: Изд-во стандартов, 1985. – 8 с.
38. ГОСТ 28514–90. Строительная геотехника. Определение плотности грунтов методом замещения объема. – М.: Изд-во стандартов, 1990. – 14 с.
39. ГОСТ 28622–90. Метод лабораторного определения степени пучинистости. – М.: Изд-во стандартов, 1990. – 6 с.
40. ГОСТ 28985–91. Породы горные. Метод определения деформационных характеристик при одноосном сжатии. – М.: Изд-во стандартов, 1991. – 8 с.
41. ГОСТ 30416–96. Грунты. Лабораторные испытания. Общие положения. – М.: Изд-во стандартов, 1996. – 14 с.
42. ГОСТ 30672–99. Грунты. Полевые испытания. Общие положения. – М.: Изд-во стандартов, 1999. – 8 с.
43. ГОСТ 31384–2008. Защита бетонных и железобетонных конструкций от коррозии. Общие технические требования. – М.: Изд-во стандартов, 2008. – 49 с.
44. ГОСТ 5180–84. Грунты. Методы лабораторного определения физических характеристик. – М.: Изд-во стандартов, 1984. – 14 с.
45. ГОСТ 9.602–2005. Сооружения подземные. Общие требования к защите от коррозии. – М.: Изд-во стандартов, 2005. – 69 с.
46. ГОСТ Р 52804–2007. Методы испытаний. Защита бетонных и железобетонных конструкций от коррозии. – М.: Изд-во стандартов, 2007. – 35 с.
47. ГОСТ Р 53582–2009. Метод определения сопротивления сдвигу оттаивающих грунтов. – М.: Изд-во стандартов, 2009. – 15 с.
48. ГОСТ 28245–89. Торф. Методы определения ботанического состава и степени разложения. – М.: Изд-во стандартов, 1989. – 11 с.
49. Сергеев Е.М., Голодковская Г.А. и др. Грунтоведение. – М.: Изд-во МГУ, 1983. – 385 с.
50. Трофимов В.Т. Грунтоведение / В.Т. Трофимов, В.А. Королев, Е.А. Вознесенский, Г.А. Голодковская, Ю.К. Васильчук, Р.С. Зиангиров. – М.: Изд-во МГУ, 2005. – 1024 с.
51. Денисенков В.П. Основы болотоведения: учебное пособие. – СПб.: Изд-во Санкт-Петербургского ун-та, 2000. – 224 с.
52. Дмитриев В.В., Комаров И.С. Классифицирование грунтов в инженерной геологии. Геоэкология. Инженерная геология. Гидрогеология. Геокриология. – 2005. – № 2. – С. 173–178.
53. Дрозд П.А. Сельскохозяйственные дороги на болотах. – Мн.: Ураджай, 1966. – 167 с.
54. Дюкарев А.Г., Пологова Н.Н., Лапшина Е.Д., Березин А.Е., Лыготин В.А., Мульдьяров Е.Я. Природно-ресурсное районирование Томской области. Препринт. – № 2. – Томск: «Спектр» ИОА СО РАН, 1997. – 40 с.
55. Дядин Ю.А., Гущин А.Л. Газовые гидраты // Соросовский образовательный журнал. – 1998. – № 3. – С. 55–64.
56. Емельянова Т.Я., Крамаренко В.В. Обоснование методики изучения деформационных свойств торфа с учетом изменения степени его разложения // Известия ТПУ. – 2004. – № 5. – С. 28–32.

57. Ершов Э.Д. Общая геокриология. – М.: Недра, 2002. – 559 с.
58. Зинченко В.С. Петрофизические основы гидрогеологической и инженерно-геологической интерпретации геофизических данных: учебное пособие для студентов вузов. – М.; Тверь: Изд-во АИС, 2005. – 392 с.
59. Иванов К.Е. Водообмен в болотных ландшафтах. – Л.: Гидрометеиздат, 1975. – 280 с.
60. Ивлев А.М., Дербенцова А.М., Старожилов В.Т. Науки о земле: учебное пособие. – Владивосток: Изд-во Дальневосточного университета, 2006. – 106 с.
61. Инженерно-геологические изыскания: учебник / Г.К. Бондарик, Л.А. Яр. – М.: КДУ, 2007. – 424 с.
62. Ишихара К. Поведение грунтов при землетрясениях / пер с англ.; под ред. А.Б. Фадеева, М.Б. Лисюка. – СПб.: НПО Геореконструкция-Фундаментпроект, 2006. – 344 с.
63. Классификация торфов и торфяных залежей Западной Сибири / Р.Г. Матухин, В.Г. Матухина, И.П. Васильев и др. / под ред. Н.Н. Уланова. – Новосибирск: СО РАН, НИЦ ОИГГИМ, 2000. – 90 с.
64. Козлов С.А. Концептуальные основы инженерно-геологических исследований западно-арктической шельфовой нефтегазоносной провинции // Нефтегазовое дело. – 2006. – 6 с.
65. Коновалов П.А. Устройство фундаментов на заторфованных грунтах. – М.: Стройиздат, 1980. – 160 с.
66. Королев В.А. Связанная вода в горных породах: новые факты и проблемы // Соросовский образовательный журнал. – 1996. – № 9. – С. 78–85.
67. Короновский Н.В., Абрамов В.А. Землетрясения: причины, последствия, прогноз // Соросовский образовательный журнал. – 1988. – № 12. – С. 71–78.
68. Кот Н.А., Рахубо Т.А. Микрофлора затопленного верхового торфа // Торфяная промышленность. – 1981. – № 6. – С. 24–25.
69. Косов В.И. Статистическая оценка деформационных и фильтрационных характеристик торфов генетической классификации // Торфяная промышленность. – 1983. – № 11. – С. 14–16.
70. Крамаренко В.В. Формирование состава и физико-механических свойств торфов Томской области: дис. ... к.г.-м.н. – Томск, 2004. – 230 с.
71. Красников Н.Д. Динамические свойства грунтов и методы их определения. – Л.: Стройиздат, 1970. – 240 с.
72. Лёссовые породы СССР / под ред. Е.М. Сергеева, А.К. Ларионова, Н.Н. Комисаровой. – М.: Недра, 1986. – Т. 1. – 232 с.
73. Лисс О.Л., Абрамова Л.И., Березина Н.И. и др. Болотные системы Западной Сибири и их природоохранное значение / под ред. В.Б. Куваева. – Тула: Гриф и К°, 2001. – 584 с.
74. Лиштван И.И., Базин Е.Т., Косов В.И. Физические свойства торфа и торфяных залежей. – Минск: Наука и техника, 1985. – 240 с.
75. Ломтадзе В.Д. Инженерная геология (Инженерная петрология). – Л.: Недра, 1984. – 511 с.
76. Ломтадзе В.Д. Методы лабораторных исследований физико-механических свойств горных пород. – Л.: Недра, 1972. – 312 с.
77. Лундин К.П. Водные свойства торфяной залежи. – Минск: Урожай, 1964. – 240 с.
78. Мальцева Г.Н. Коррозия и защита оборудования от коррозии: учебное пособие / под ред. д. т. н., профессора С.Н. Виноградова. – Пенза: Изд-во ПГУ, 2000. – 74 с.
79. Массарш К.Р. Деформационные свойства мелкозернистых грунтов на основе показателей сейсмических испытаний // Реконструкция городов и геотехническое строительство. – 2005. – № 9. – С. 203–220.
80. МГСН 2.07–01. Основания, фундаменты и подземные сооружения. 2003. – 41 с.
81. МДС 22-1.2004. Методические рекомендации по сейсмическому микрорайонированию участков строительства транспортных сооружений. – М., 2004. – 72 с.
82. Методика оценки прочности и сжимаемости крупнообломочных грунтов с пылеватым и глинистым заполнителем и пылеватых и глинистых грунтов с крупнообломочными включениями. ДальНИИС Госстроя СССР. – М.: Стройиздат, 1989. – 27 с.
83. Методические рекомендации по изучению оползневых явлений минералого-петрографическим методом. – М.: ВСЕГИНГЕО, 1972. – 28 с.
84. Методические рекомендации по опробованию и инженерной оценке меловых и мергелистых грунтов. – 1985.
85. Методические рекомендации по опробованию лёссовых грунтов. – Москва, 1982.

86. Методы геокриологических исследований: учебное пособие / под ред. Э.Д. Ершова. – М.: Изд-во МГУ, 2004. – 512 с.
87. Миловский А.В. Минералогия и петрография. – М.: Государственное научно-техническое издательство литературы по геологии и охране недр, 1958. – С. 83–88.
88. Осипов В.И. Динамическое разжижение водонасыщенных грунтов: природа и факторы его определения // Инженерная геология. – 1988. – № 2. – С. 3–32.
89. Осипов В.И., Соколов В.Н., Румянцева Н.А. Микроструктура глинистых пород / под ред. академика Е.М. Сергеева. – М.: Недра, 1989. – 207 с.
90. Пичугин А.В., Платон В.М. Торфяные месторождения и их разведка. – М.: Изд-во Госэнерго, 1951. – 496 с.
91. Платонов М.В., Тугарова М.А. Петрография обломочных и карбонатных пород: учебно-методич. пособие. – СПб., 2004. – 72 с.
92. Пособие по проектированию оснований зданий и сооружений (к СНиП 2.02.01–83). – М.: Стройиздат, 1986.
93. Пособие по проектированию земляного полотна автомобильных дорог на слабых грунтах. – М.: Министерство трансп. РФ, Федеральное дор. агентство, 2003. – 252 с.
94. Рекомендации по методам определения коэффициентов бокового давления и поперечного расширения глинистых грунтов. – М.: НИИОСП им. Герсеванова Госстроя СССР, 1978. – 32 с.
95. Рекомендации по методике лабораторных испытаний грунтов на водопроницаемость и суффозионную устойчивость. Минэнерго СССР. – Л.: ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева, 1991. – 71 с.
96. Рекомендации по опробованию набухающих грунтов. – М.: ЦНИИС Минтрансстроя СССР, 1983. – 32 с.
97. Рекомендации по производству инженерно-геологической разведки. – М.: Стройиздат, 1975. – 30 с.
98. Рекомендации по учету ползучести при назначении прочностных характеристик грунтов малой степени литификации при проектировании оснований. – М.: Институт оснований и подземных сооружений им. Герсеванова Госстроя СССР, 1979. – 37 с.
99. Рокос С.И., Люстерник В.А. Формирование состава и физико-механических свойств плейстоценовых отложений южной и центральной частей шельфа Баренцева моря (генетический и палеогеографический аспекты) // АН Украины, Институт геологических наук. – № 92–11. – Киев, 1992. – 60 с.
100. Руководство по проектированию и защите от коррозии подземных металлических сооружений связи. – М.: Связь, 1978. – 107 с.
101. Симагин В.Г. Эффективные фундаменты легких зданий на пучинистых грунтах: электронная версия учебного пособия. – Петрозаводск, 2002. – 270 с.
102. СНиП 2.02.01–83. Основания зданий и сооружений (с 20.06.11 действует СП 2213330.2011). – М.: Стройиздат, 1983. – 52 с.
103. СНиП 2.02.02–85. Основания гидротехнических сооружений (с 20.06.11 действует актуализированная редакция СП 22.13330.2011). – М.: Стройиздат, 1985. – 52 с.
104. СНиП 2.02.04–88. Основания и фундаменты на многолетнемерзлых грунтах (с 20.06.11 действует актуализированная редакция СП 22.13330.2011). – М.: Стройиздат, 1988. – 60 с.
105. СНиП 2.03.11–85. Защита строительных конструкций от коррозии. – М.: Стройиздат, 1997. – 56 с.
106. СНиП 3.07.03–85. Мелиоративные системы и сооружения. – М.: Стройиздат, 1985. – 60 с.
107. Соколов В.Н. Проблема лёссов // Соровский образовательный журнал. – 1996. – № 9. – С. 86–93.
108. Соколова Т.А., Дронова Т.Я., Толлешта И.И. Глинистые минералы в почвах: учебное пособие. – Тула: Гриф и К°, 2005. – 336 с.
109. СП 11–105–97. Инженерно-геологические изыскания для строительства. Ч. I. Общие правила производства работ. Госстрой России. – М., 1997. – 56 с.
110. СП 11–105–97. Инженерно-геологические изыскания для строительства. Ч. II. Правила производства работ в районах развития опасных геологических и инженерно-геологических процессов. Госстрой России. – М., 1997. – 100 с.
111. СП 11–105–97. Инженерно-геологические изыскания для строительства. Ч. III. Правила производства работ в районах распространения специфических грунтов. Госстрой России. – М., 1997. – 80 с.

112. СП 11–105–97. Инженерно-геологические изыскания для строительства. Ч. IV. Правила производства работ в районах распространения многолетнемерзлых грунтов. Госстрой России. – М., 1997. – 62 с.
113. СП 11–114–2004. Инженерные изыскания на континентальном шельфе для строительства морских нефтегазопромысловых сооружений. Госстрой России. – М., 2004. – 87 с.
114. СП 50–101–2004. Проектирование и устройство оснований и фундаментов зданий и сооружений. Госстрой России. – М., 2004. – 130 с.
115. СТО 36554501–007–2006. Проектирование и устройство вертикального или наклонного геотехнического барьера методом компенсационного нагнетания. – М.: ФГУП НИЦ Строительство, 2006. – 21 с.
116. Сядро В., Иовлева Т., Очкурова О. 100 знаменитых загадок природы. – Харьков: Изд-во Фолио, 2006. – 510 с.
117. ТМД 50-601–2004. Методика оценки характеристик морозоопасных свойств грунтов в строительстве Санкт-Петербурга. – СПб.: Санкт-Петербургский государственный архитектурно-строительный университет, 2003. – 16 с.
118. ТСН 20-303–2006. Защита строительных конструкций, зданий и сооружений от агрессивных химических и биологических воздействий окружающей среды. – СПб.: Комитет по строительству Правительства Санкт-Петербурга, 2006. – 55 с.
119. Тюремнов С.Н. Торфяные месторождения. – М.: Недра, 1976. – 487 с.
120. Указания по полевой документации инженерно-геологических и поисково-разведочных работ при изысканиях автомобильных дорог. – М.: ГПИ Союздорпроект, 1971. – 122 с.
121. Bearing capacity of soils. Engineer Manual. – Washington, 1992. – 196 p.
122. Bellendir E.N., Kagan A.A., Vekshina T.Yu. On the classification of clayey soils in russian and foreign standards. Soil Mechanics and Foundation Engineering. – 2005. – Vol. 42. – № 1. – P. 22–27.
123. BioDat.htm // Электронный журнал.
124. Booklet on geotechnical testing for railway engineers. Under guidance of Shris. K. Raina, Research Designs & Standards Organisation, 2004. – 31 p.
125. Bell F.G. Engineering geology. – Butterworth-Heinemann: Ellsever, 2007. – 592 p.
126. Eurocode 7: Geotechnical design. Part 2: Design assisted by laboratory testing.
127. Holtz R.D. and Kovacs W.D. An Introduction to Geotechnical Engineering, Prentice-Hall, Inc., Englewood Cliffs, NJ, 1981. – 450 p.
128. URL: <http://greenfuture.ru>
129. URL: <http://sapropek.narod.ru>
130. ISO/TS 17892-2. Geotechnical investigation and testing. Laboratory testing of soil. Part 2: Determination of density of fine-grained soil.
131. ISO/TS 17892-4. Geotechnical investigation and testing. Laboratory testing of soil. Part 4: Determination of particle size distribution.
132. Karg C. Cone Penetrometer Equipped with Piezoelectric Sensors for Measurement of Advanced Cyclic Triaxial and Bender Element Testing Supervisor. – 46 p.
133. Paul W., Mayne, Barry R. Christopher and Jason De Jong. Manual on subsurface investigations / National Highway Institute, Federal Highway Administration. Washington. 2001. – 305 p.
134. Schneider J.A., Hoyos L., Jr., Mayne P.W., Macari E.J. and Rix G.J. Field and laboratory measurements of dynamic shear modulus of Piedmont residual soils, Behavioral Characteristics of Residual Soils. GSP 92, ASCE, Reston, VA, 1999. – P. 12–25.
135. Das B.M. Soil Mechanics. Laboratory Manual. – 6 edition. – Oxford: Oxford university press, 2002. – 277 p.
136. URL: <http://www.ele.com>
137. URL: <http://www.gdsinstruments.com>
138. URL: <http://www.geonor.com>
139. URL: <http://www.georec.spb.ru>
140. URL: <http://www.geoteck.ru>
141. URL: <http://www.kvazar-ufa.com>
142. URL: <http://www.nica.novsk.ru>
143. URL: <http://www.futurum1.spb.ru>

ОГЛАВЛЕНИЕ

ПРЕДИСЛОВИЕ	3
ВВЕДЕНИЕ	5
1. ИСТОРИЯ РАЗВИТИЯ И ЗАДАЧИ ГРУНТОВЕДЕНИЯ	7
2. СОСТАВ ГРУНТОВ.....	11
2.1. Минеральная компонента грунтов.....	11
2.1.1. Типы связей, состав и свойства минерального вещества грунтов.....	11
2.1.1.1. Типы связей в твердых компонентах грунтов.....	11
2.1.1.2. Состав и свойства первичных силикатов.....	13
2.1.1.2.1. Состав, строение и свойства глинистых минералов	16
2.1.1.3. Состав и свойства простых солей.....	29
2.1.1.4. Состав и свойства сульфидов и металлических соединений	31
2.1.2. Классификационные показатели грунтов, содержащих минеральную компоненту	31
2.1.2.1. Классификационные показатели скальных грунтов	31
2.1.2.2. Классификационные показатели техногенных грунтов	32
2.1.2.3. Классификационные показатели дисперсных грунтов	34
2.1.2.4. Классификационные показатели элювиальных грунтов.....	38
2.1.3. Определение минералогического состава грунтов	40
2.1.4. Определение гранулометрического состава дисперсных грунтов.....	48
2.2. Органическая компонента грунтов.....	58
2.2.1. Распространение, состав и свойства органического вещества в грунтах.....	58
2.2.2. Классификационные показатели грунтов, содержащих органическую компоненту	60
2.2.2.1. Классификационные показатели органо-минеральных грунтов и их определение.....	60
2.2.2.2. Классификационные показатели органических грунтов и их определение	65
2.3. Ледяная компонента грунтов.....	78
2.3.1. Распространение, состав и свойства льда в грунтах.....	78
2.3.2. Классификационные показатели грунтов, содержащих ледяную компоненту.....	82
2.3.3. Распространение, состав и свойства газогидратов	84
2.4. Жидкая компонента грунтов.....	89
2.4.1. Распространение, классификация, состав и свойства жидкой компоненты грунтов.....	89
2.5. Газовая компонента грунтов.....	95
2.5.1. Распространение, состав и свойства газовой компоненты грунта	95
2.5.2. Характеристики газовой компоненты грунта	98
2.6. Биотическая компонента грунтов.....	99
2.6.1. Распространение, состав биоты грунтов.....	99
2.6.2. Биологическая активность грунта и ее показатели.....	101
3. ТРЕБОВАНИЯ К ОПИСАНИЮ, ОТБОРУ, ХРАНЕНИЮ, ТРАНСПОРТИРОВКЕ И КАЧЕСТВУ ОБРАЗЦОВ ГРУНТА	107
3.1. Требования к описанию образцов грунта	107
3.2. Требования к отбору, хранению, транспортировке и качеству образцов грунта	125
4. ФИЗИЧЕСКИЕ СВОЙСТВА ГРУНТОВ.....	133
4.1. Влажность грунтов	133
4.2. Консистенция грунта и ее характеристики.....	138

4.3. Плотность грунтов	145
4.4. Пористость грунтов.....	158
5. ГИДРОФИЗИЧЕСКИЕ СВОЙСТВА ГРУНТОВ.....	161
5.1. Водопроницаемость грунтов.....	161
5.2. Водопрочность грунтов	173
5.2.1. Размокаемость грунтов	174
5.2.2. Размягчаемость грунтов	176
5.2.3. Размываемость грунтов.....	177
5.3. Набухание грунтов.....	180
5.4. Усадочность грунтов.....	184
5.5. Просадочность лёссовых и лёссовидных грунтов.....	189
6. ТЕПЛОФИЗИЧЕСКИЕ СВОЙСТВА ГРУНТОВ.....	196
6.1. Показатели теплофизических свойств грунтов	196
6.2. Пучинистые свойства грунтов.....	201
7. ХИМИЧЕСКИЕ СВОЙСТВА ГРУНТОВ	209
7.1. Растворимость грунтов, ее основные характеристики и методы их определения	209
7.2. Агрессивность грунтов по отношению к бетону и металлам	212
7.2.1. Химическая и биологическая агрессивность грунтов по отношению к бетону	213
7.2.2. Коррозия металлических элементов подземных конструкций	218
7.2.2.1. Определение коррозионной активности грунтов по химическому составу водной вытяжки.....	222
7.2.2.2. Определение удельного электрического сопротивления грунта и средней плотности катодного тока	230
7.2.2.3. Определение коррозии металлов блуждающим током.....	234
7.2.2.4. Определение признаков биохимической коррозии.....	236
8. ФИЗИКО-МЕХАНИЧЕСКИЕ СВОЙСТВА ГРУНТОВ	237
8.1. Основные понятия о напряжениях и деформациях в грунтах	237
8.2. Реологические свойства грунтов	246
8.3. Деформационные свойства грунтов и определение их показателей	249
8.3.1. Деформационные свойства грунтов.....	249
8.3.2. Определение характеристик деформируемости при компрессионных испытаниях дисперсных грунтов	255
8.3.2.1. Определение показателей деформации просадочных грунтов	270
8.3.2.2. Определение характеристик деформации набухающих грунтов	275
8.3.2.3. Определение характеристик деформации засоленных грунтов.....	278
8.3.2.4. Определение характеристик деформации мерзлых грунтов.....	283
8.3.3. Определение характеристик консолидации грунтов.....	286
8.4. Прочностные свойства грунтов и определение их показателей	291
8.4.1. Сопротивление грунтов сдвигу	300
8.4.1.1. Определение показателей прочности на сдвиг дисперсных грунтов	303
8.4.1.2. Определение показателей прочности на сдвиг мерзлых грунтов.....	320
8.4.1.3. Определение показателей прочности скального грунта при срезе со сжатием	331
8.4.2. Определение угла естественного откоса грунтов	332

8.4.3. Сопротивление грунтов одноосному растяжению	334
8.4.4. Сопротивление грунтов изгибу	341
8.5. Определение показателей прочности и деформируемости грунтов методом одноосного сжатия	341
8.5.1. Определение показателей прочности и деформируемости связных и полускальных грунтов	344
8.5.2. Определение показателей прочности и деформируемости скальных грунтов	348
8.5.3. Определение показателей прочности и деформируемости мерзлых грунтов	358
8.6. Определение показателей прочности и деформируемости грунтов методом трехосного сжатия	364
8.6.1. Определение показателей прочности и деформируемости дисперсных грунтов.....	364
8.6.2. Определение показателей прочности и деформируемости скальных грунтов	377
8.7. Определение показателей твердости, крепости, выветрелости и истираемости грунтов	379
8.8. Особенности определения параметров физико-механических свойств переуплотненных грунтов	381
8.9. Динамические свойства грунтов.....	391
8.9.1. Определение показателей динамических свойств грунтов.....	397
8.9.2. Разжижение грунтов	408
9. КЛАССИФИКАЦИИ ГРУНТОВ	413
9.1. Виды классификаций грунтов в инженерной геологии	413
9.2. Общая классификация грунтов	416
БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК.....	424

Учебное издание

КРАМАРЕНКО Виолетта Валентиновна

ГРУНТОВЕДЕНИЕ

Учебное пособие

Научный редактор
*доктор географических наук,
профессор О.Г. Савичев*

Выпускающий редактор *Т.С. Савенкова*
Редактор *Д.В. Заремба*
Компьютерная верстка *В.П. Аршинова*
Дизайн обложки *Т.А. Фатеева*

Подписано к печати 20.12.2011. Формат 60×84/8. Бумага «Снегурочка».
Печать XEROX. Усл. печ. л. 50,13. Уч.-изд. л. 45,34.
Заказ 1928-11. Тираж 100 экз.



Национальный исследовательский Томский политехнический университет
Система менеджмента качества
Издательства Томского политехнического университета сертифицирована
NATIONAL QUALITY ASSURANCE по стандарту BS EN ISO 9001:2008



ИЗДАТЕЛЬСТВО  ТПУ. 634050, г. Томск, пр. Ленина, 30
Тел/факс: +7 (3822) 56-35-35, www.tpu.ru