

Е. Ф. Баюков,
В. М. Безрук

ОСНОВЫ ГРУНТОВЕДЕНИЯ И МЕХАНИКИ ГРУНТОВ

*учебное пособие
для сузов*



**В. Ф. Бабков,
В. М. Безрук**

ОСНОВЫ ГРУНТОВЕДЕНИЯ И МЕХАНИКИ ГРУНТОВ

**Издание второе,
переработанное и дополненное**

**Допущено
Министерством высшего
и среднего специального образования СССР
в качестве учебного пособия
для студентов
автомобильно-дорожных специальностей
высших учебных заведений**



**МОСКВА
„ВЫСШАЯ ШКОЛА“ 1986**

ББК 38.58
Б12
УДК 624.131 (075.8)

Рецензент:
кафедра строительства и эксплуатации дорог
Харьковского автомобильно-дорожного института
им. Комсомола Украины
(зав. кафедрой д-р техн. наук, проф. О. Т. Батраков)

Б12 Бабков В. Ф., Безрук В. М.
Основы грунтоведения и механики грунтов: Учеб. пособие
для автомоб.-дор. спец. вузов. — 2-е изд., перераб. и доп. —
М.: Высш. шк., 1986. — 239 с., ил.

В пер: 85 к.

В книге рассмотрены физические и механические свойства грунтов и их устойчивость к воздействию переменных во времени и повторных нагрузок с учетом особенностей их работы в земляном полотне и других дорожных сооружениях. Рассмотрены свойства и генезис грунтов поверхностной толщи, а также принципы их укрепления.

Во 2-е издание (1-е — 1976 г.) внесен ряд уточнений в соответствии с новыми ГОСТами, а также с развитием научно-технического прогресса в данной области.

Б 320200000—046
001(01)—86 179—86

ББК 38.58
6С1

© Издательство «Высшая школа», 1976
© Издательство «Высшая школа», 1986, с изменениями

ПРЕДИСЛОВИЕ

Дальнейшее развитие народного хозяйства СССР будет связано со значительным ростом автомобильных перевозок и увеличением объемов дорожного строительства. В соответствии с решениями апрельского (1985 г.) Пленума ЦК КПСС и материалами совещания в ЦК КПСС по вопросам ускорения научно-технического прогресса (июнь 1985 г.), стоит задача совершенствования качества проектирования и повышения темпов строительства. Применительно к конструированию дорожных одежд и земляного полотна автомобильных дорог она может быть решена на основе учета грунтовых, климатических и гидрогеологических условий на территории СССР. Это требует от инженеров-строителей автомобильных дорог и аэродромов глубоких знаний не только в области физики и механики грунтов, но также грунтоведения и геологии.

Данное учебное пособие охватывает один из важных разделов курса «Инженерная геология и механика грунтов» — комплексную научную дисциплину, изучающую физические и механические свойства грунтов, способы их направленного изменения и регулирования, а также процессы, происходящие в них в связи с использованием при строительстве инженерных сооружений на автомобильных дорогах и аэродромах.

При подготовке учебного пособия авторы стремились в рамках минимального объема изложить основы грунтоведения и механики грунтов на уровне их современного развития. Специалист, которому приходится строить дороги, аэродромы и сооружения на них, обязан знать как общие условия работы грунта в основаниях искусственных сооружений, так и специфические особенности работы грунта в земляном полотне автомобильных дорог и основаниях аэродромных покрытий. Он должен уметь активно воздействовать на грунты, улучшая условия их работы в сооружениях и повышая их сопротивляемость внешним воздействиям. Это может быть выполнено лишь на основе знания свойств грунтов, обусловленных их происхождением и условиями залегания, их поведения в различных случаях действия нагрузки и в разных климатических условиях, способов искусственного улучшения свойств грунтов.

Необходимость озеленения и благоустройства дорог, бережного отношения к земельным ресурсам и восстановления плодородия земель, временно отводимых дорожным организациям на период строительства, использование почв как грунтов для возведения земляного полотна делает обязательным изучение студентами-дорожниками также и основ почвоведения.

В данном учебном пособии проф., д-ром техн. наук В. Ф. Бабковым написаны главы 6—12, проф., д-ром геол.-минер. наук В. М. Безруком — главы 1—3, 5 и 15. Введение, главы 4, 13 и 14 написаны авторами совместно.

Авторы выражают признательность рецензентам за полезные замечания, сделанные при подготовке рукописи к изданию.

Авторы

Грунтами называют горные породы различного состава, свойств и происхождения, слагающие верхние слои земной коры, преимущественно затронутые процессами выветривания, а в самой верхней части — почвообразования. В данном курсе грунты изучаются в отношении их прочности и устойчивости во времени при использовании для возведения различных инженерных сооружений.

Грунты — самые распространенные местные строительные материалы. Непосредственно из них сооружают плотины и земляное полотно автомобильных и железных дорог. Грунты, укрепленные вяжущими материалами, используют в несущих слоях дорожных одежд. Грунтовое основание, воспринимающее нагрузку, является обязательным элементом каждого инженерного сооружения. Наконец, грунт является средой, в которой располагают тоннели, трубопроводы и кабели.

Работа грунта в дорожных сооружениях протекает в сложной природной обстановке. Земляное полотно автомобильных дорог находится в пределах зоны сезонных колебаний температуры и влажности, в результате которых прочность грунтов земляного полотна не является постоянной, что делает земляное полотно и дорожную одежду неравнопрочными в разное время года. Это обстоятельство осложняет работу грунта в земляном полотне и в основаниях дорожной одежды по сравнению с основаниями мостов, гражданских и промышленных зданий, где грунт работает в условиях более постоянных водного и температурного режимов.

Представления о грунтах и их сопротивляемости нагрузкам развивались по мере накопления знаний и практического опыта и усложнения конструкций различных сооружений. Первые теоретические исследования, связанные с расчетом сооружений из грунта, относятся к концу XVIII столетия и были вызваны развитием промышленного и транспортного строительства, предъявившим повышенные требования к знанию свойств грунтов.

Большую роль в развитии науки о грунтах сыграли проведенные в прошлом столетии исследования М. Ренкина, Г. Е. Паукера, В. Рожкова, В. И. Курдюмова и др. После Великой Октябрьской социалистической революции Ленинский план электрификации СССР и последующие решения XIV съезда партии об индустриализации страны дали мощный толчок развитию обширных разносторонних изысканий в целях строительства дорог, мелиоративных, гидротехнических и других видов строительства. В 1923 г. в Петрограде было создано Дорожно-исследовательское бюро, руководители которого (Н. Н. Прохоров — почвовед, П. А. Земятченский — минеролог и Н. Н. Иванов — инженер путей сообщения) органи-

зовали и провели широкие комплексные исследования почв и осадочных пород в целях дорожного строительства.

Опыт совместной работы строителей и специалистов в области естественных наук оказался весьма плодотворным и привел к созданию новой научной дисциплины — дорожного грунтоведения, которая со временем развилась в грунтоведение — дисциплину, в задачу которой входит изучение свойств различных грунтов и разработка методов улучшения и повышения их прочности в связи с использованием при различных видах строительства. Большое значение при формировании основ грунтоведения имели работы профессоров М. М. Филатова, В. В. Охотина, В. А. Приклонского, С. С. Морозова, Е. М. Сергеева и др.

Вопросы приложения к расчетам устойчивости грунтовых оснований теорий упругости и пластичности, разработки теории протекания во времени осадки водонасыщенных грунтов, развития теории сопротивления грунтов нагрузкам нашли в период после первой мировой войны развитие в работах К. Терцаги, Н. П. Пузыревского, Н. М. Герсегонова, Г. И. Покровского, Н. Н. Иванова, В. А. Флорина, Н. А. Цытовича, Н. Н. Маслова, М. Н. Гольдштейна и др.

Плодотворно развивающиеся работы в области грунтоведения и механики грунтов создали за последние 50 лет прочную основу для проектирования и строительства надежных сооружений на автомобильных дорогах.

ГЛАВА I
ГРУНТЫ КАК ДИСПЕРСНЫЕ СИСТЕМЫ

1.1. Общие сведения о грунтах

Верхний слой земной коры, мощность которого часто достигает нескольких сотен метров, представляет собой кору выветривания, возникшую в результате протекания разнообразных процессов выветривания, изменяющих состав и свойства горных пород.

При изучении горных пород и почв в качестве объектов инженерно-строительной деятельности человека их рассматривают как грунты, которые могут быть использованы в основании сооружений как материал или как среда при устройстве и эксплуатации различных инженерных сооружений, в том числе автомобильных дорог и аэродромов.

При изучении грунтов следует учитывать, в первую очередь, те главные факторы, которые в основном определяют поведение и инженерно-строительные свойства горных пород и почв в инженерных сооружениях: состав, структуру и текстуру горных пород и почв.

В зависимости от степени разрушения горной породы и некоторых других свойств, важных в строительном отношении, грунты, залегающие в основании инженерных сооружений или используемые как строительный материал, согласно действующей классификации грунтов (ГОСТ 25100—82) по характеру структурных связей разделяют на два основных класса: 1) грунты с жесткими структурными связями (скальные грунты) и 2) грунты без жестких структурных связей (нескальные грунты). Каждый из указанных классов по ряду признаков подразделяют на группы, подгруппы, типы, виды и разновидности.

В дорожном и аэродромном строительстве преимущественно используют нескальные грунты и чаще всего грунты осадочные нецементированные, относящиеся к подгруппе обломочных (крупнообломочных, песчаных, пылеватых и глинистых) грунтов.

Между грунтами скальными, представляющими собой во многих случаях прочные породы с жесткими связями между отдельными минералами или зернами, песчаными и особенно глинистыми грунтами, образовавшимися в результате выветривания, переноса осадочных пород и последующего уплотнения, существует огромное различие.

Процессы физического, химического и биологического выветривания, приводящие к распаду скальных грунтов, обуславливают постепенное накопление в их толще все более мелких частиц, вплоть до коллоидно-раздробленных, в результате чего такие грунты приобретают свойства *дисперсных систем*.

Промежутки между отдельными твердыми частицами грунта (грунтовые поры) в большей или меньшей степени бывают заполнены водой. Глинистые грунты, по внешнему виду находящиеся в сухом состоянии, содержат воду в форме тончайших пленок на поверхности минеральных частиц. При значительном увлажнении поры грунта полностью заполняются водой и представляют собой дисперсную систему, где *дисперсионной средой* является вода, в объеме которой распределены твердые минеральные частицы грунта — *дисперсная фаза*.

В мелких песчаных и особенно в глинистых грунтах благодаря наличию большого количества частиц в единице объема грунта общая поверхность раздела между твердой дисперсной фазой и жидкой дисперсионной средой может быть очень велика.

Дисперсность (степень раздробленности) придает веществу ряд новых важных свойств. Эти свойства бывают выражены тем сильнее, чем больше дисперсность вещества, т. е. чем мельче частицы, из которых оно состоит. Дисперсный грунт, в состав которого входят твердые частицы, вода и воздух (реже смесь газов), представляет собой многофазную (трехфазную или двухфазную) систему. Для свойств многофазной дисперсной системы большое значение имеет *степень дисперсности*.

Дисперсные грунты состоят обычно из частиц разной крупности и разного минерального состава, поэтому они представляют собой *полидисперсные полиминеральные системы*. Свойства таких систем весьма сложны, поскольку эти вещества отражают особенности входящих в систему частиц различной крупности и состава. Особенно значительное влияние на свойства грунтов оказывает наличие в них коллоидной и глинистой (тонкодисперсной) частей.

Увеличение содержания в грунте тонкодисперсных частиц ведет к значительному увеличению их суммарной поверхности, а следовательно, и к увеличению поверхности раздела между твердой, жидкой и газообразной фазами в грунте. Это обуславливает развитие сложных явлений взаимодействия между этими фазами.

Поверхность раздела фаз, приходящаяся на единицу объема вещества дисперсной фазы, возрастает по мере раздробления последней обратно пропорционально линейным размерам частиц (табл. 1.1).

Характеристикой степени дисперсности грунта является его *удельная поверхность* — отношение величины суммарной поверхности частиц к занимаемому ими объему.

Частицы, имеющие поперечный размер менее 0,2 мкм, принято называть *коллоидными*, а присущие им особые свойства, обусловленные малым размером частиц, *коллоидными свойствами*. Частицы коллоидных размеров могут содержаться в различных грунтах.

Таблица 1.1. Возрастание поверхности раздела фаз в зависимости от количества частиц в единице объема грунта

Степень раздробления частиц	Размер частицы, мм	Количество частиц в 1 см ³	Суммарная поверхность, м ²
Грубодисперсные	10	1	$6 \cdot 10^{-4}$
	1	10^3	$6 \cdot 10^{-3}$
Тонкодисперсные	0,01	10^9	$6 \cdot 10^{-1}$
	0,001	10^{12}	6
	0,0001	10^{15}	60
Коллоидные	0,00001	10^{18}	600

Очень часто они как бы чехлом покрывают поверхность более крупных частиц. Поэтому примерной границей, начиная с которой коллоидные свойства частиц грунта оказываются выраженными уже более или менее отчетливо, можно считать 1 мкм, т. е. коллоидными свойствами обладает вся глинисто-коллоидная часть грунта.

Так как эти частицы бывают неодинакового размера, разного происхождения и различного химического и минерального состава, то их принято объединять в одну группу под общим названием коллоидного комплекса грунта. Изменение основных физических свойств дисперсных систем в зависимости от степени их дисперсности является ярким примером проявления новых качественных признаков, вызываемых постепенным изменением количественной характеристики (крупности частиц дисперсной фазы). Изучение свойств коллоидного комплекса имеет большое значение для понимания природы и поведения тонкодисперсной части грунтов.

Способность грунта к взаимодействию с различными растворами играет исключительно важную роль при разработке и практическом осуществлении различных методов укрепления грунтов.

1.2. Состав минеральной и органической частей грунтов

Состав минеральной части грунтов. Различные горные породы и почвы, используемые в строительных целях, состоят из множества минералов. Минералы — это природные тела, относительно однородные по химическому составу и физическим свойствам, образующиеся в результате физико-химических процессов в земной коре. В настоящее время известно около 3000 минералов. Из них в образовании горных пород, важных для строителя, принимают участие не более 25, называемых порообразующими. Среди порообразующих минералов различают главные и второстепенные. Для каждой группы пород характерны свои порообразующие минералы.

Минеральный состав оказывает весьма значительное влияние на многие физические свойства и степень устойчивости грунта в

инженерных сооружениях. Он резко меняется в зависимости от исходного состава горной породы, степени ее раздробления, условий формирования и залегания. Крупнообломочные грунты складываются из обломков наиболее стойких и прочных горных пород, обычно из групп минералов. С увеличением степени раздробленности частицы грунта превращаются в отдельные стойкие минералы, например кварц (преобладание кварца наиболее характерно для песчаных грунтов). В глинистых грунтах минеральный состав существенно изменяется в результате накопления в них глинистых минералов и других новообразований.

Большинство минералов представлено *кристаллическим* веществом. Атомы в кристаллах расположены закономерно — наподобие узлов пространственных решеток в строго определенном порядке. Благодаря этому минералы имеют чаще всего вид правильных многогранников. Многие физические свойства кристаллических тел неодинаковы в разных направлениях. Если минералы не имеют внешних признаков правильного строения, их называют *некристаллическими* или *аморфными* (кремень и др.). Однако некристаллических минералов в природе очень мало, а с помощью точных методов анализа (например, рентгеноструктурного) можно установить, что атомы, входящие в состав каолинита и других внешне аморфных минералов, связаны между собой по принципу кристаллических решеток. Классификация минералов основывается на их химическом составе.

Силкаты представляют собой наиболее многочисленный класс, включающий около $\frac{1}{3}$ всех известных минералов. Они составляют примерно 85% состава земной коры и наиболее характерны для различных грунтов, используемых в дорожном строительстве.

Распознавание минералов осуществляется по химическому составу и физическим свойствам, главнейшими из которых являются цвет, твердость, спайность, блеск, характер излома и др. Наибольшее распространение и значение имеют следующие минералы.

Полевые шпаты — сравнительно прочные минералы, практически нерастворимы в воде. В группу полевых шпатов входит целый ряд кристаллических минералов I класса (силкаты), родственных по химическому составу и близких по физическим свойствам. Полевые шпаты характеризуются большой твердостью (6,0 по шкале Мооса)*, совершенной спайностью и хорошо заметным стекляннным блеском. Различают два основных вида полевых шпатов: калиево-натриевые (ортоклазы) и кальцево-натриевые (плагиоклазы). Ортоклазы входят в состав гранитов, гнейсов, сиенитов и других пород, часто в весьма больших количествах. При выветривании полевых шпатов в условиях медленного выноса из них щелочных элементов могут образовываться гидрослюды.

Слюды — сложные кислоты алюмосиликатов, в состав кото-

* Ниже твердость везде по шкале Мооса.

рых входят железо, магний и калий. Различают два основных их вида: биотит (черная слюда) и мусковит (белая слюда).

Характерной особенностью слюд является их весьма совершенная спайность. Твердость 2...3, блеск стеклянный или перламутровый, плотность 2,7...3,1 г/см³.

К а л ь ц и т (известковый шпат) — минерал вторичного происхождения; относится ко II классу минералов (карбонаты). По своему строению очень сходен с галоидами. Кальцит имеет ясно видимые кристаллы, распадающиеся при ударе по плоскостям спайности на ромбодры (вытянутые по диагонали кубы). Цвет белый, иногда окрашенный примесями, блеск стеклянный, излом по спайности, плотность 2,7 г/см³, твердость 3. Встречается в больших скоплениях, образуя горные породы — мрамор и кристаллические известняки.

Кальцит легко распознается по вскипанию при действии 10%-ной соляной кислоты в результате выделения углекислоты.

К в а р ц — диоксид кремния (SiO₂); относится к классу оксидов (III класс). Весьма широко распространен в природе. Чаще всего кварц бесцветный или белый, но может быть окрашен в различные цвета. Твердость 7, спайность отсутствует, блеск стеклянный, излом раковистый, плотность 2,6 г/см³. Кварц — один из главных и наиболее прочных минералов многих магматических пород. В метаморфических породах (например, кварцитах) и в рыхлых обломочных (кварцевых песках) содержание этого минерала доходит почти до 100%. В чистом виде кварц встречается иногда в форме жил среди других горных пород. В физическом и химическом отношении является весьма устойчивым минералом. Прозрачную кристаллическую разновидность кварца называют горным хрусталем.

Б у р ы й ж е л ь з н я к, или **л и м о н и т** (2Fe₂O₃ · 3H₂O), представляет собой минерал ноздреватого землистого сложения; относится к IV классу минералов (гидроксиды). Цвет буровато-желтый, красно-бурый, коричневый; твердость 1,0...5,5; плотность 3,4...3,5 г/см³. Образуется как вторичный минерал путем разложения магнитного железняка или же выпадения из грунтовых вод в местах выхода их на «дневную» поверхность (болотная руда). Весьма широко распространен в виде самостоятельных скоплений или в виде примеси в горных породах. Присутствие лимонита придает характерную красновато-бурую или желтую окраску содержащим его горным породам.

Г и п с (CaSO₄ · 2H₂O) относится к VI классу минералов (сульфаты). Кристаллический минерал, чаще всего белого, иногда серого, желтого или розового цвета. Твердость 2; блеск стеклянный, иногда перламутровый; спайность весьма совершенная; плотность 2,3 г/см³. Кристаллическая или скрытокристаллическая безводная разновидность гипса — ангидрит (CaSO₄) характеризуется несколько большей твердостью, чем гипс (3,0...3,5). Гипс характеризуется заметной растворимостью (2...7 г/л).

При значительном увеличении степени раздробленности в наи-

более тонкой (глинистой) части грунтов часто преобладают вторичные слоистые алюмосиликаты (в меньшей мере ферросиликаты), так называемые *глинистые минералы*, представляющие собой продукт химического изменения первичных минералов — полевых шпатов, слюд и др. Им присуща высокая степень дисперсности и гидрофильности. Особо следует остановиться на глинистых минералах высокой степени раздробленности, которые играют большую роль в различных свойствах и поведении глинистых грунтов. В зависимости от содержания и состава глинистых минералов резко изменяются прочность, набухание, пластичность, липкость, связность, обменная и водоудерживающая способность и другие свойства грунтов.

Для большинства глинистых минералов характерны общие внешние признаки: встречаются исключительно в виде очень мелких кристаллов, размер которых не превышает нескольких микрометров, а обычно измеряется десятными и сотыми долями микрометра; кристаллы имеют слюдopodobную, т. е. пластинчатую (реже игольчатую), форму; обладают весьма важным свойством — поглотительной или обменной способностью; в составе минералов присутствует химически связанная вода, которая выделяется лишь при температуре в несколько сотен градусов. Эта температура у разных минералов различная, и ее определение является одним из методов их распознавания.

Для глинистых минералов характерно слоистое строение и поэтому их называют слоистыми алюмосиликатами.

Обычно глины состоят из тонких пластинок, чешуек или другой формы частиц. Размеры пластинок редко превышают 10 мкм, а обычно составляют 1 мкм и менее.

По совокупности признаков многочисленные глинистые (коллоидно-дисперсные) минералы разделяют на три основные группы: 1 — каолинит; 2 — монтмориллонит и 3 — гидрослюда.

К а о л и н и т — относительно стойкий минерал, содержащийся в довольно большом количестве во многих глинистых грунтах. Это простейший глинистый минерал кристаллического строения, состоящий из одного тетраэдрического и одного октаэдрического слоев.

По сравнению с другими глинистыми минералами каолинит, так же как и галлуазит, входящий в эту группу минералов, обладает небольшой набухаемостью при увлажнении водой и малой обменной способностью. Катионный обмен происходит лишь по внешним граням (экстрамицеллярный обмен) кристаллов, а не в межпакетном пространстве.

М о н т м о р и л л о н и т — весьма типичный трехслойный глинистый минерал. Кристаллическая его решетка при увлажнении может расширяться в результате раздвижки слоев. Кроме воды в межпакетном пространстве (между слоями) могут содержаться обменные катионы. Обменная способность монтмориллонитов достигает 80...100 мг/экв и более на 100 г. Катионный обмен происходит как по внешним граням кристаллов, так и в межпакетном про-

странстве кристаллических решеток (интрамицеллярный обмен) и поэтому в последнем случае протекает очень медленно.

В отличие от каолинита монтмориллонит характеризуется более высокой дисперсностью (раздробленностью) частиц, чрезвычайно большой пластичностью и способностью в 10...20 раз увеличивать свой объем при увлажнении, а также рядом других особенностей. Наличие в грунтах большого количества монтмориллонита (например, в солонцеватых грунтах) при увлажнении отрицательно действует на грунт: появляется чрезмерная липкость, сильное набухание и отсюда — потеря несущей способности. Размеры минералов монтмориллонита, как правило, не превышают 1 мкм.

Гидрослюды (иллит и др.) — трехслойные глинистые минералы, элементарные пакеты которых построены так же, как и у монтмориллонита. Однако по своим свойствам эта группа глинистых минералов существенно отличается от групп монтмориллонита и каолинита. Разница заключается в том, что в тетраэдрах иллита часть кремния (до $\frac{1}{4}$) всегда замещена алюминием, вследствие чего образуется отрицательный заряд, компенсируемый ионами калия. Межпакетная вода в иллитах обычно отсутствует, так как ионы калия прочно связывают пакеты между собой. Эта группа минералов отличается большой изменчивостью химического состава. Минералы группы гидрослюды по своим свойствам занимают промежуточное положение по сравнению со свойствами минералов групп монтмориллонита и каолинита.

Состав органической части грунтов. На очень большом протяжении строящихся дорог строители для устройства земляного полотна часто применяют верхние горизонты почв, представляющих собой характерные естественно-исторические образования, содержащие в большем или меньшем количестве органические (гумусовые) вещества. Органические вещества, находящиеся в почве (в грунтах), являются существенной ее частью и важнейшим фактором, обуславливающим основное качество почвы — ее плодородие. Это важное качество почвы строители используют при создании вдоль дорог снегозащитных полос из древесной и кустарниковой растительности, а также при укреплении откосов земляного полотна и обочин травяным покровом. Однако некоторые свойства органического вещества почвы часто являются отрицательными при возведении земляного полотна. Наличие органических (перегнойных) веществ придает грунту чрезмерную влагоемкость и пластичность. Такие грунты сильно набухают и характеризуются ничтожной водопроницаемостью и водоотдачей.

В зависимости от состояния, в котором находятся органические вещества, они носят название торфа или гумуса. *Торф* представляет собой грубую полуразложившуюся массу растительных остатков, в которых еще можно различить строение веществ, служивших продуктами его образования. Гумусом принято называть сложный комплекс органических соединений почвы, образовавшийся в результате сложных биохимических превращений, связанных с жизнедеятельностью различных организмов.

1.3. Коллоидно-химические свойства и поглощательная способность грунтов

Коллоидно-химические свойства грунтов. При раздроблении какого-либо вещества до размера частиц 0,0001 мм и менее суммарная поверхность таких мельчайших частиц в 1 см³ будет исчисляться десятками и сотнями квадратных метров (см. табл. 1.1). При тончайшем раздроблении вещества, когда суммарная поверхность достигает огромной величины, она начинает играть доминирующую роль в поведении этого вещества, которое будет проявлять свойства коллоида.

Коллоидные частицы сохраняют твердое, жидкое или газообразное состояние, в какой бы среде они ни находились. Эти частицы отделены от окружающей их среды поверхностью раздела. Существование поверхности раздела — основное качественное отличие коллоидных систем от истинных растворов.

Тончайшее раздробление, наличие огромной суммарной поверхности в небольшом объеме вещества (см. табл. 1.1) и способность к поглощению (адсорбции) других веществ в поверхностном слое — существенные признаки коллоидных систем. Одной из наиболее важных особенностей коллоидных частиц является то, что они несут электрический заряд, что играет большую роль при формировании грунтов и в значительной степени обуславливает разнообразие их свойств.

Большинство грунтовых частиц в естественном состоянии заряжено отрицательно, что объясняется присутствием на их поверхности анионов, входящих в их кристаллические решетки. Отрицательно заряженная частица (мицелла) и окружающие ее катионы образуют двойной электрический слой. Катионы, составляющие внешний слой, способны обмениваться на катионы раствора, с которым соприкасается коллоидная частица, причем обмен этот происходит в эквивалентных отношениях.

Общее количество обменных катионов, если выразить его в г-экв на 100 г коллоида (или грунта, содержащего коллоиды), — величина постоянная, не зависящая от природы катиона. Эта величина называется *катионной емкостью обмена коллоида* и выражается в миллиграмм-эквивалентах (мг-экв) на 100 г коллоида или грунта, содержащего коллоиды. Сумма всех катионов при полном насыщении ими коллоида или грунта, выраженная в мг-экв на 100 г, равняется *емкости обмена*.

Чем больше заряд частиц, тем устойчивее коллоидная система. Как только частицы теряют свой заряд и становятся нейтральными, окружающие их водные оболочки разрушаются, частицы собираются в хлопья и выделяются из раствора — коллоидная система разрушается. Процесс, связанный с потерей электрического заряда и слипанием отдельных частиц в хлопья, называется *коагуляцией*. Часто коагуляция происходит в результате повышения концентрации электролитов в окружающем частицы растворе, так как при

этом уменьшается толщина уплотненных оболочек вокруг коллоидных частиц и частицы легко слипаются между собой.

Увеличение заряда коллоидной системы делает ее более устойчивой и приводит к явлению, противоположному коагуляции. Процесс разъединения, распыления коллоидных частиц, свернутых в хлопья, носит название *пептизации*.

Процессы пептизации и коагуляции коллоидных веществ широко распространены в толще грунтов и приводят к выносу веществ из одних мест и к накоплению их в других. Изучение этих процессов позволяет не только раскрыть истинную историю формирования грунтов, но, что особенно важно, помогает осуществлять коренную переделку свойств грунтов в желательном для строительства направлении.

Чаще всего в грунтах в коллоидном состоянии находятся кремниевая кислота, гидроксид железа и алюминия, перегнойные вещества и глинистые минералы.

В связи с преобладающим содержанием кремния (в виде простых и сложных силикатов и алюмосиликатов) в современной коре выветривания во многих грунтах может находиться в коллоидном состоянии кремниевая кислота. Гели кремниевой кислоты относятся к ненабухающим и при высушивании незначительно уменьшают свой объем. При повторной насыщении коллоиды кремниевой кислоты в грунтах несут отрицательный заряд.

В природе широко распространены гидроксиды железа. Обогащение ими грунтов происходит в результате гидратации продуктов химического выветривания железосодержащих минералов. Так образуется минерал лимонит, или бурый железняк ($2\text{Fe}_2\text{O}_3 \cdot 3\text{H}_2\text{O}$), постоянно встречающийся в составе грунтов.

Наличие в грунтах гумусовых веществ в коллоидном состоянии резко влияет на свойства грунтов. Это связано со способностью гумуса связывать большое количество воды, что способствует увеличению набухания грунтов. В песчаных же грунтах наличие гумуса придает им некоторую связность.

Наиболее тонко раздробленная (дисперсная) часть грунтов обогащена глинистыми минералами. При измельчении частиц до 0,1 мкм эта наиболее активная часть грунта приобретает характерные свойства, присущие коллоидному состоянию вещества: способность к набуханию, коагуляции, ионному обмену, поглощению и т. п.

Чаще всего глинистые минералы заряжены отрицательно и при обычных температурах их коллоиды обратимы, но при более высоких температурах они становятся необратимыми, т. е. теряют способность к поглощению воды, набуханию и переходу в состояние золя.

Тиксотропность грунтов. Некоторые виды сильно увлажненных грунтов под влиянием механических воздействий (вибрации, встряхивания, перемешивания) способны разжижаться и переходить из вязкопластичного состояния в жидкотекучее, а затем через некоторое время возвращаться в прежнее гелеобразное

состояние без уменьшения влажности. Такое явление присуще многим коллоидным системам и называется тиксотропностью.

Механизм тиксотропных явлений (по П. А. Ребиндеру) заключается в том, что в случае определенного механического воздействия на коллоидную систему связанная и иммобилизованная (неподвижная в тонких порах) вода переходит в свободное состояние. При этом водные оболочки в местах бывших контактов резко утолщаются и частично или полностью экранируют молекулярное сцепление, вследствие чего структурные связи между частицами нарушаются и коллоидная система (в данном случае тонкодисперсный грунт) быстро разжижается.

Переход грунта в тиксотропное состояние (переход дисперсной системы из геля в золь) происходит под влиянием динамических, а особенно вибрационных нагрузок и сопровождается резким снижением механической прочности грунта. Загустевание грунта (т. е. переход золя в гель) после прекращения действия факторов, вызывавших тиксотропное разжижение, происходит с различной скоростью. Продолжительность застудневания t , необходимая для перехода системы из золя в гель, принимают за показатель тиксотропных свойств. Чем более выражены тиксотропные свойства, тем меньше величина t .

Способность грунтов к тиксотропии используют в строительстве для забивки свай методом вибропогружения. Вибропогружение свай в глинистых грунтах в результате тиксотропного разжижения грунта в момент забивки свай во много раз снижает время и затраты механической энергии по сравнению с обычными ударными методами погружения.

В последнее время при бурении геологоразведочных скважин находит широкое применение метод вибробурения. Грунт, которому передаются высокочастотные колебания через наконечник бурового комплекта, при сотрясении размягчается, вследствие чего буровой комплект легко погружается в грунт под действием собственной массы и массы вибратора. Производительность работ по бурению скважин при этом резко возрастает.

Поглотительная способность грунтов. Одной из наиболее характерных особенностей грунтов, содержащих тонкодисперсные частицы, является их способность поглощать своей поверхностью вещества из окружающего раствора или суспензии. При этом могут задерживаться не только растворенные, но и взмученные в воде вещества, приходящие с указанными выше частицами в соприкосновение.

В зависимости от способа поглощения веществ академик К. К. Гедройц предложил различать несколько видов поглотительной способности почв и грунтов: механическую, физическую, физико-химическую, химическую и биологическую.

Механическая поглотительная способность связана с пористостью грунта и выражается в его способности задерживать частицы, взмученные в воде при ее фильтрации. При этом задерживаются

не только частицы, диаметр которых крупнее диаметра пор, но и более тонкие, попавшие в замкнутые или искривленные поры.

Как указывают М. М. Филатов, А. Я. Тулаев и другие исследователи, механическое поглощение играет важную роль в заиливании пористых водопроницаемых грунтов, например песка в подстилающем слое дорожных одежд. Процесс заиливания приводит к уменьшению фильтрации песчаного дренажного слоя, в результате чего снижается прочность дорожной одежды.

Физическая поглотительная способность грунтов связана с наличием свободной поверхности энергии на разделе соприкосновения их частиц с водой или водными растворами и с явлениями поверхностного натяжения. Она выражается в увеличении или уменьшении концентрации на поверхности грунтовых частиц молекул различных соединений, растворенных в воде. При этом происходит уменьшение свободной поверхностной энергии дисперсной системы. В результате физического поглощения на поверхности грунтовых частиц образуются адсорбционные пленки из молекул, поглощенных из раствора, свойства которых в значительной мере влияют на устойчивость грунта в целом. Физически могут поглощаться и коллоиды вследствие их коагуляции.

Физико-химическая (обменная) поглотительная способность, в результате проявления которой грунт резко меняет химические, физические и механические свойства, имеет особенно важное значение. Обменная способность заключается в том, что грунты обладают свойством обменивать в эквивалентных соотношениях поглощенные на поверхности тонких частиц катионы (Ca^{2+} , Mg^{2+} , Na^+ и др.) на катионы растворов, приходящих с ними в соприкосновение. В процессе катионного обмена, широко распространенного в природных условиях, в зависимости от состава веществ, находящихся в грунтовом растворе, изменяются физико-механические свойства грунтов. Физико-химическое поглощение играет исключительно важную роль при решении вопросов, связанных с укреплением грунтов минеральными и другими вяжущими материалами.

Химическая поглотительная способность выражается в поглощении растворимых веществ из раствора с образованием в грунтах нерастворимых или малорастворимых солей, что играет большую роль при укреплении грунтов цементами или известью, либо золой-уносом в сочетании с добавкой легкорастворимых солей.

§ 1.4. Структура грунтов

При изучении и характеристике свойств грунтов в случае их использования в строительных целях учёт особенностей структуры грунтов и особенно глинистых (тонкодисперсных) имеет важное значение. Понятие о структуре и структурных связях существенно дополняет представление о грунтах как дисперсных системах. Объ-

единение отдельных частиц грунта в агрегаты различной крупности и конфигурации приводит к изменению дисперсности грунта и существенно влияет на прочность, водопроницаемость, набухание и другие его свойства. Степень выраженности, прочность, форма и взаимное расположение структурных агрегатов отражают процессы, протекающие в массе грунта, и часто служат важным признаком, характеризующим коллоидно-химические и физико-механические свойства грунта.

Под структурой грунта (или породы) академик Е. М. Сергеев предлагает понимать размер, форму, характер поверхности, количественное соотношение слагающих грунт элементов (отдельных частиц и агрегатов) и характер взаимосвязи их друг с другом. Структуру грунта подразделяют на макроструктуру и микроструктуру.

Под *макроструктурой* понимают все особенности макросложения глинистых и пылеватых пород. При этом форма и размеры структурных элементов (комков, призм, столбиков, зерен, чешуек и т. д.), а также трещиноватость и пористость хорошо различаются невооруженным глазом.

Микроструктура грунта характеризуется размером, формой, а также количественным соотношением первичных тонкодисперсных частиц, или микроагрегатов, и характером их поверхности.

Размер микроструктурных элементов (минеральных зерен, обломков) не превышает 5 мкм, и поэтому их изучение возможно лишь с помощью электронного микроскопа или специальной рентгеновской съемки.

Микроструктурные элементы, представляющие собой дисперсные (глинистые) минералы или тончайшие обломки породы, способны в определенных природных условиях к склеиванию или цементации. В результате этого могут образовываться *микроагрегаты*, размеры которых не превышают 0,5 мм. Прочность микроагрегатов бывает настолько велика, что образовавшиеся между отдельными частицами связи могут быть разрушены лишь в результате химической или физической и химической обработки.

В основе прочности макроструктуры широко распространенных в природе грунтов, например глинистых и лёссовых, лежат микроструктура и структурные связи в грунтах. Структурные связи, возникающие в грунтах, являются важнейшей характеристикой, во многом обуславливающей поведение грунта в инженерных сооружениях, в том числе в земляном полотне и основаниях искусственных сооружений на автомобильных дорогах. Структурные связи в грунтах формируются в результате весьма длительных и сложных физико-химических процессов, протекающих в природе.

Прочность и характер структурных связей во многом зависят от состояния горной породы (грунта). Известно, например, что предел прочности при сжатии глин в сухом состоянии может достигать ~10 МПа. Те же глины при сильном их увлажнении утрачивают свою прочность и представляют собой легкодеформируемую пластичную или текучую массу. Поэтому при инженерно-геологическом

изучении грунтов наряду с определением их состава, возраста и генезиса всегда необходимо учитывать состояние грунта (его влажность, сложение, плотность) в каждый конкретный момент времени (период года) и прогнозировать его свойства с учетом этого состояния.

ГЛАВА 2

ЗЕРНОВОЙ СОСТАВ ГРУНТОВ

2.1. Форма и размер грунтовых частиц, их свойства

Горные породы, объединяемые в строительных целях общим названием грунты, состоят из отдельных кристаллов или обломков горных пород, цементированных в прочную монолитную массу (скальные, магматические, метаморфические и часть осадочных горных пород), либо из частиц, не связанных друг с другом прочными кристаллизационными связями (обломочные нецементированные горные породы и почвы). Размер обломков в этих породах и почвах может изменяться от десятков сантиметров до долей микрометра. Изменение размеров частиц или обломков, слагающих различные грунты, в сильной степени сказывается на физических, механических и других свойствах грунтов. Особенно сильно размер, а также и форма частиц обломочного материала сказываются на свойствах грунтов без жестких связей. При изучении последних размер обломков и их количественное соотношение в грунте (породе) являются одним из важнейших классификационных признаков.

В зависимости от преобладающего размера обломков среди обломочных нецементированных грунтов выделяют: крупнообломочные, пески, супеси, суглинки и глины.

В отечественной и зарубежной литературе большое внимание уделяется классификации обломков осадочных пород (грунтов) по их размерам. Обширные экспериментальные исследования в этом направлении были проведены В. В. Охотиным, С. С. Морозовым, Н. А. Качинским, П. Ф. Мельниковым и др. В дорожном и аэродромном строительстве в целях классификации грунтов принято производить деление частиц грунта по их крупности на четыре фракции: гравийную, песчаную, пылеватую и глинистую.

Гравийные частицы (размером 40...2 мм) представляют собой окатанные (или щебенистые, либо хрящевато-угловатые) обломки горных пород, не обладающих связностью в сухом состоянии. Водопроницаемость таких частиц достигает >100 м/сут; капиллярное поднятие и перемещение воды отсутствует. Гравийные частицы при наличии их в грунте в количестве $>30\%$ придают скелетность, прочность и устойчивость грунту. Минеральный состав их весьма различный.

Песчаные частицы (размером 2,0...0,05 мм) представляют собой обычно окатанные обломки минералов и реже обломки

пород. Такие частицы легко обнаруживаются в породе при визуальном осмотре. Песчаные частицы не обладают связностью в сухом состоянии и не набухают в воде. Водопроницаемость их значительна, капиллярное поднятие невелико. Усадка, пластичность и липкость отсутствуют.

Размеры гравийных (щебенистых или хрящеватых), а также песчаных частиц, как указано было выше, установлены по соображениям учета минерального и петрографического составов таких частиц и их физических свойств.

В производственных условиях при разработке гравийных месторождений или при дроблении каменных материалов и рассеивании этих материалов на отдельные фракции границей между гравийными (щебенистыми) и песчаными частицами принято считать не 2, а 5 мм. Это сделано по следующим соображениям. Просивание частиц через грохоты с отверстиями 5 мм при получении песчаных фракций происходит значительно быстрее и производительнее, чем через грохоты с отверстиями 2 мм. При этом присоединение частиц размером 2...5 мм к более мелким песчаным фракциям существенно улучшает физические и механические свойства песка в целом. С другой стороны, удаление частиц размером 2...5 мм из общей массы гравия (или щебня) улучшает физические и механические свойства этих материалов.

Пылеватые частицы (размером 0,05...0,001 мм) по минеральному составу представляют собой чистый кварц, реже полевые шпаты и другие минералы. Мелкопылеватые частицы состоят обычно из атмосферной кремниевой кислоты. Пылеватые частицы характеризуются крайне слабой связностью в сухом состоянии, в воде не набухают или же набухают весьма незначительно, непластичны, способны в относительно короткое время поднимать по капиллярам воду на высоту до 3 м. Пылеватые частицы отличаются от песчаных способностью легко переходить в пльвинное состояние. Водопроницаемость грунтов, состоящих из пылеватых, особенно мелких пылеватых частиц, крайне незначительна.

Глинистые частицы (размером менее 0,001 мм) являются наиболее активной тонкодисперсной частью грунтов и представляют собой в большинстве случаев смесь минералов каолинита, монтмориллонита, гидрослюда, гидроксидов железа и марганца, кварца, а также тонких частичек гумусовых веществ. Грунты, содержащие в большом количестве глинистые частицы, практически водонепроницаемы, обладают большой влагоемкостью и сильно набухают в воде. В отличие от более крупных фракций глинистые частицы в сухом состоянии обладают связностью. Пластичность, липкость, набухание, водоудерживающая и адсорбционная способность глинистых частиц проявляются в очень сильной степени.

2.2. Понятие о зерновом и микроагрегатном составе грунтов

Зерновым составом грунта называют относительное содержание по массе частиц грунта различной крупности, выраженное в процентах к общей массе сухого грунта.

В зависимости от размеров частицы грунта разделяют на отдельные группы, называемые фракциями. Каждая фракция включает частицы, размер которых изменяется в определенных пределах, например от 2 до 1 мм, от 0,25 до 0,05 мм и т. д.

Для определения зернового состава грунтов производят анализ, который заключается в расчленении навески грунта на составляющие первичные элементы — от самых крупных (размером в несколько миллиметров) до очень малых (размеров в тысячные доли миллиметра) и последующем весовом определении содержания отдельных групп частиц. Затем находят процентное отношение каждой фракции к общей величине навески.

Зерновой состав является одной из важнейших характеристик грунта, имеющей существенное значение для оценки его физико-механических свойств при использовании его на строительстве дорог.

Когда в грунте наряду с первичными определяют и вторичные более крупного размера частицы, т. е. природную, но вторичного порядка дисперсность, тогда грунт характеризуется не только зерновым, но и микроагрегатным составом. Микроагрегатный состав отражает степень агрегирования грунта при данных природных условиях его залегания, и поэтому этот показатель должен быть использован для характеристики структурных связей в грунте (порode).

2.3. Методы определения зернового состава грунтов

Частицы грунта, близкие по своим размерам, принято объединять в определенные группы, которые называют фракциями зернового состава грунта (см. табл. 2.2). Сочетание различных фракций определяет зерновой состав грунта. Зерновой состав показывает, какого размера и в каком количестве содержатся те или иные фракции в грунте, что дает возможность правильно классифицировать грунты и получать ориентировочное представление об их свойствах.

В настоящее время в практике лабораторных испытаний применяют методы анализа зернового состава грунтов, основанных на различных принципах. Ниже дается краткое изложение лишь тех принципов и методов, которые получили наиболее широкое распространение в дорожно-строительных лабораториях.

Метод просеивания на ситах (ситовой метод). По этому методу непосредственное разделение частиц грунта по крупности производят путем просеивания его через набор сит с отверстиями разного диаметра — 25; 20; 15; 10; 5; 2,5; 1,25; 0,63; 0,51; 0,14 и 0,07 мм. Остатки на ситах взвешивают и относят к общей навеске грунта. Ситовой метод применяют в основном для определения содержания

частиц разной величины в крупнообломочных, песчаных и реже супесчаных грунтах.

Метод отмучивания. Основан на учете скорости падения частиц в спокойной воде или другой жидкости после ее взмучивания. Чем больше диаметр частиц, тем быстрее они осаждаются в воде. Так, частицы размером 0,05 мм осаждаются в воде со скоростью 1 см в 5 с, тогда как время падения частиц размером 0,001 мм на глубину 1 см составляет 3 ч 28 мин.

Методами отмучивания частиц в спокойной воде наиболее целесообразно пользоваться для определения зернового состава мелких песчаных, супесчаных и легкосуглинистых грунтов. При этом обычно производят определение содержания следующих фракций частиц: 0,25...0,05; 0,05...0,01 и <0,01 мм.

Для грунтов, содержащих значительное количество глинистых частиц (<0,001 мм), методы отмучивания применяют очень редко ввиду ничтожно малой скорости оседания частиц этого размера, а следовательно, длительного времени, необходимого на проведение одного анализа.

Метод отбора проб суспензии пипеткой (пипеточный метод). Как и метод отмучивания, пипеточный метод отбора проб суспензии с определенной глубины через определенные сроки также основан на учете скорости падения частиц в спокойной воде. Для производства анализа взмучивают грунт суспензию и оставляют ее в покое на некоторое время, после чего пипеткой (объемом 20...30 см³) с определенной глубины отбирают пробу суспензии. Такая проба содержит только те частицы, которые не успели осесть за указанное время отстаивания. При следующих пробах, взятых пипеткой через большие промежутки времени от начала отстаивания суспензии, получают более мелкие частицы. Определяя массу высушенных проб и зная размер отобранных частиц (вычисляемый по длительности отстаивания суспензии и глубине взятия проб), после перерасчета получают данные о содержании частиц этого размера во всем объеме суспензии.

Ареометрический метод. При этом методе производят измерения плотности отстаиваемой суспензии ареометром через определенные промежутки времени. Плотность, замеренная ареометром, зависит от содержания в суспензии взвешенных твердых частиц. Получив значения убывающей плотности через определенные промежутки времени, с помощью расчетных формул или номограмм определяют количество содержащихся в грунте частиц определенной крупности.

При проведении анализа зернового состава пипеточным (в различных его модификациях) или ареометрическим методом для расчета скорости падения частиц различных размеров в суспензии грунта после ее взбалтывания пользуются формулой Стокса или таблицами скорости падения частиц. Пипеточный и ареометрический методы широко применяют для проведения анализа зернового состава и микроагрегатного анализа глинистых грунтов. Эти методы просты и надежны в пользовании, теоретически обоснованы и выполняются с помощью простой аппаратуры; однако в них много

условностей, и поэтому результаты определения существенно зависят от метода подготовки пробы к анализу, температуры и других факторов. В связи с этим определение степени глинистости грунта и отнесение его к тому или иному типу или виду целесообразно производить по данным определения числа пластичности (см. § 3.3 и табл. 2.2).

Графические методы изображения зернового состава. Результаты гранулометрического анализа грунтов для большей наглядности, а также для облегчения соответствующих расчетов сводят в таблицу или строят по ним графики. Чаще всего зерновой состав грунта изображают в виде суммарной кривой (кривой накопления, или кумулятивной). В этом случае ординаты суммарной кривой соответствуют не содержанию отдельных фракций, а сумме фракций частиц менее определенного диаметра. Для построения кривой по оси ординат откладывают суммарный процент содержания фракций от 0 до 100, а по оси абсцисс — логарифмы диаметров частиц. Для нанесения суммарной кривой зернового состава пользуются обычно готовой сеткой, построенной в полулогарифмическом масштабе. На одну и ту же сетку можно наносить несколько кривых для различных видов грунтов (рис. 2.1).

По суммарной кривой можно находить так называемый действующий (эффективный) диаметр частиц грунта в мм (d_{10}), представляющий собой содержание в грунте в количестве 10% частиц меньшего размера. Эту условную величину используют при расчетах коэффициента фильтрации по данным анализа зернового состава.

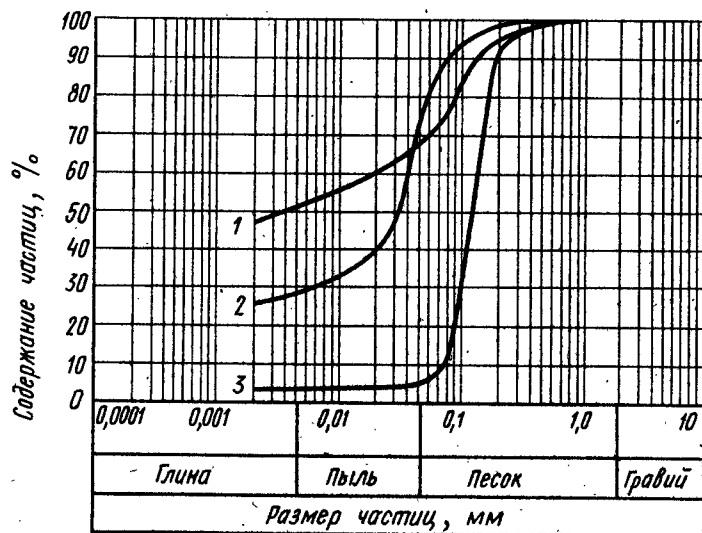


Рис. 2.1. Графическое изображение зернового состава в виде суммарной (кумулятивной) кривой:
1 — глина; 2 — пылеватый суглинок; 3 — песок

ва. Иногда на кривой накопления выделяют также размер частиц в мм, мельче которого в грунте содержится 60% (d_{60}). Отношение d_{60}/d_{10} называют степенью или коэффициентом неоднородности K . Чем больше K , тем более разнородным по зерновому составу является грунт, тем он устойчивее и плотнее.

Пески со степенью неоднородности $K > 3$ следует считать разнородными (неоднородными); с $K < 3$, а также мелкие пески с содержанием 90% и более (по массе) частиц размером 0,1...0,25 мм — однородными.

Графическое изображение зернового состава различных грунтов позволяет наглядно и быстро производить их сравнение и решать некоторые задачи по искусственному изменению состава грунтов.

2.4. Классификация грунтов по зерновому составу

Зерновой состав является очень важным признаком для классификации грунтов, используемых при строительстве автомобильных дорог. На основе результатов определения зернового состава грунтов производят группировку элементарных частиц (с учетом их размера и свойств) в целях разделения грунтов на классы, виды и разновидности. Для этого используют классификации зернового состава грунтов, которые можно подразделить на общие, в задачу которых входит наибольший охват различных типов (или классов) грунтов, и частные, разработанные для какого-либо одного типа (или класса) грунтов.

В зависимости от количества фракций зернового состава, свойства которых берутся в основу классификации, их называют двух-, трех- и четырехчленными классификациями.

Среди общих классификаций наибольшее практическое применение нашла вначале трехчленная, а затем четырехчленная классификация проф. В. В. Охотина, разработанная с учетом требований и специфических условий дорожного строительства. Эти классификации были построены на основе разностороннего изучения физических и механических свойств различных фракций и смесей зернового состава. Ценность классификаций В. В. Охотина заключалась в том, что они были построены на количественном учете содержащихся в грунтах глинистых частиц, которые во многих случаях оказывают решающее влияние на свойства и поведение дисперсных грунтов в инженерных сооружениях.

Название видов и разновидностей грунта по трехчленным классификациям устанавливали в зависимости от количественного содержания в грунте глинистых, пылеватых и песчаных частиц.

Известные трудности в определении зернового состава глинистых грунтов (например, принятие для расчетов скорости падения частиц шарообразной формы и средней плотности частиц), а также большая зависимость результатов анализа зернового состава от способа подготовки пробы грунта к анализу снижают практическое значение классификаций, построенных только на данных анализов зернового состава.

Таблица 2.1. Типы и виды обломочных грунтов

Типы и виды грунта	Размер частиц, мм, крупнее	Содержание в массе сухого грунта, %	Типы и виды грунта	Размер частиц, мм, крупнее	Содержание в массе сухого грунта, %
<i>Крупнообломочные</i>			<i>Песчаные</i>		
Валунный (при преобладании неокатанных камней — глыбовый)	200	>50	Песок:		
Галечниковый (при преобладании неокатанных частиц — щебенистый)	10	>50	гравелистый	2	> 25
Гравийный (при преобладании неокатанных частиц — дресвяный)	2	>50	крупный	0,5	> 50
			средней крупности	0,25	> 50
			мелкий	0,1	> 75
			пылеватый	0,1	< 75

Учитывая это, в настоящее время в соответствии с ГОСТ 25100—82 «Грунты. Классификация» при проектировании и строительстве автомобильных дорог принято классифицировать осадочные несцементированные крупнообломочные и песчаные грунты, лишенные жестких связей между частицами, на основе данных ситового (зернового) состава (табл. 2.1).

Крупнообломочные и песчаные грунты характеризуются отсутствием связности. Они сыпучие в сухом состоянии и не обладают пластичностью при увлажнении. Число пластичности этих грунтов <1. Определение таких показателей, как число пластичности и содержание песка, доступно для производственных лабораторий и не требует сложного оборудования. В связи с этим целесообразно использовать их для оценки специфических требований дорожного и аэродромного строительства.

Исходя из указанного, глинистые грунты разделяют на типы и виды по предложенной В. М. Безруком классификации, учитывая числовые значения двух показателей: содержания песчаных частиц в данном грунте и числа пластичности грунта как показателя его глинистости (табл. 2.2). Число пластичности (см. § 3.3) является комплексным объективным показателем, суммарно отражающим глинистость и физико-химическое состояние тонкодисперсной части грунта. Важным преимуществом этого показателя является то, что при его определении не приходится прибегать к нарушению свойств и состава грунта (разрушению карбонатов, удалению легкорастворимых солей, растиранию, кипячению и добавлению диспергирующих реагентов), что приходится делать при выполнении анализов зернового состава.

Характеристика дисперсности и классификация глинистых грунтов по числу пластичности отнюдь не исключает дополнительного определения зернового и микроагрегатного составов глинистых грунтов, если это оправдано поставленными задачами.

Таблица 2.2. Типы и виды глинистых грунтов

Типы и виды грунтов	Содержание песчаных частиц, % по массе	Число пластичности
<i>Супесь</i>		
Легкая крупная	> 50	1...7
Легкая *	> 50	1...7
Пылеватая	50...20	1...7
Тяжелая пылеватая	< 20	1...7
<i>Суглинок</i>		
Легкий	> 40	7...12
Легкий пылеватый	< 40	7...12
Тяжелый	> 40	12...17
Тяжелый пылеватый	< 40	12...17
<i>Глина</i>		
Песчанистая	> 40	17...27
Пылеватая	< 40	17...27
Жирная	Не регламентируется	> 27

Примечания: 1. Для супесей легких крупных учитывается содержание частиц размером 2...0,25 мм. 2. При содержании в грунте 25...50% (по массе) частиц крупнее 2 мм к названию видов глинистых грунтов добавляется слово «гравелистый» (при окатанных частицах) или «щебенистый» (при неокатанных частицах).

Крупнообломочные и песчаные грунты характеризуются хорошей водопроницаемостью, отсутствием или же очень малой капиллярностью. Их применяют в качестве дренирующего материала в подстилающих слоях, зерновых добавок или заполнителей в цементном или асфальтовом бетоне (если они отвечают соответствующим техническим требованиям). Песчаные пылеватые грунты в сухом состоянии также несвязны. При увлажнении они переходят в пльвунное состояние. Как дренирующий материал они мало пригодны.

Супесчаные легкие грунты обладают относительно благоприятными свойствами и используются в качестве материала проезжей части грунтовых дорог и в основаниях дорожных покрытий. Они малопластичны или непластичны. В сухом состоянии обладают достаточной связностью, пылеобразование незначительно; быстро просыхают, не набухают и не обладают липкостью. Эти грунты устойчивы в сухом и влажном состояниях, так как сочетают положительные стороны песчаных (большое внутреннее трение и хорошую водопроницаемость) и глинистых (связность в сухом состоянии) частиц.

Супесчаные пылеватые грунты характеризуются преобладанием пылеватых частиц. В сухом состоянии малосвязны, сильно пылят. При увлажнении быстро размокают и переходят в пльвунное

состояние. Относительно быстро и на большую высоту в них поднимается капиллярная вода (до 3 м), что в ряде случаев способствует образованию пучин на дорогах. Обладают малой пластичностью и плохой водопроницаемостью. Для дорожных сооружений такие грунты весьма неблагоприятны, особенно супеси тяжелые пылеватые. К этой группе грунтов относятся также некоторые виды лёссов.

Суглинистые легкие грунты отличаются связностью и незначительной водопроницаемостью. Пластичность, липкость, набухание и капиллярные свойства проявляются в заметной степени, особенно с увеличением количества глинистых частиц.

Суглинистые пылеватые легкие грунты и тяжелые пылеватые супесчаные грунты по свойствам близки друг к другу. Большая высота капиллярного поднятия воды и способность переходить в пльвинное состояние при увлажнении (при небольшом количестве глинистых частиц) обуславливают весьма неудовлетворительные свойства этих грунтов при использовании в дорожных сооружениях.

Тяжелосуглинистые грунты в сухом состоянии обладают значительной связностью и плотностью. Трудно поддаются разработке. Медленно просыхают после увлажнения и обладают ничтожной водопроницаемостью. Пластичность, липкость, набухание, влагоемкость и капиллярные свойства резко выражены.

Глины характеризуются большой плотностью и связностью. Практически водонепроницаемы и трудно поддаются разработке. Обладают большой пластичностью, липкостью и набуханием. Капиллярные свойства выражены в меньшей степени, чем в суглинистых и пылеватых грунтах. В основаниях дорожных покрытий при плохом водоотводе обладают малой несущей способностью.

Зерновой состав грунтов является хотя и очень важным, но не единственным признаком, по которому можно окончательно судить об устойчивости грунтов в дорожных сооружениях. Для более полной и правильной оценки свойств грунтов необходимо также учитывать их генезис, минеральный и химический состав, физическое состояние и другие особенности.

ГЛАВА 3 ПОКАЗАТЕЛИ ФИЗИЧЕСКОГО СОСТОЯНИЯ И СВОЙСТВ ГРУНТОВ

3.1. Характеристики состояния грунтов

Физические свойства грунтов зависят от его зернового, минералогического и химического составов. В большинстве случаев при строительстве и эксплуатации автомобильных дорог используют обломочные, песчаные и глинистые грунты, представляющие собой дисперсные, а следовательно, пористые тела, физические свойства которых отличаются некоторыми особенностями. В порах таких грунтов всегда содержатся воздух, влага, а в почвах и микроорганизмы.

Поэтому грунты следует рассматривать как тела, состоящие из твердой, жидкой, газообразной, а иногда и живой фаз.

Физические свойства грунтов можно подразделить на общие физические, физико-механические, водные и тепловые. К общим физическим свойствам относятся плотность частиц грунта, плотность сухого и влажного грунта, пористость и удельная поверхность.

Наиболее важными физико-механическими свойствами являются прочность и деформативность, пластичность, липкость, усадка, набухание и связность. К водным свойствам грунта относятся водоудерживающая, водопроницающая (водопроницаемость) и водоподъемная (капиллярная) способность грунта. Тепловые свойства грунта характеризуются его теплоемкостью, теплопроводностью и теплопоглощительной способностью (способность поглощать лучистую энергию Солнца).

Перечисленные физические свойства и их сочетание характеризуют собой качество грунтов как строительных материалов или степень устойчивости грунтов в основаниях инженерных сооружений, в теле земляного полотна или в откосах выемок.

3.2. Плотность грунтов. Пористость и степень уплотнения

Плотность частиц грунта ρ_s — отношение массы сухого грунта m_s (исключая массу воды в его порах) к объему твердой части этого же грунта V_s (в г/см³):

$$\rho_s = m_s / V_s. \quad (3.1)$$

Величина плотности частиц грунтов определяется их минеральным составом и присутствием органических веществ. Численно такая плотность равна массе единицы объема сухого грунта при отсутствии пор. Обычно в качестве единицы измерения плотности частиц грунта применяют г/см³. В грунтах с пористыми зернами плотность определяется после тонкого измельчения зерен. Средние значения плотности частиц отдельных видов дисперсных грунтов приведены в табл. 3.1.

Плотность грунта является важным показателем физических свойств грунта и характеризует устойчивость и структурные особенности грунта.

Таблица 3.1. Значение плотности частиц дисперсных грунтов

Грунты	Средние значения ρ_s , г/см ³	Наиболее часто встречающиеся значения ρ_s , г/см ³	Грунты	Средние значения ρ_s , г/см ³	Наиболее часто встречающиеся значения ρ_s , г/см ³
Пески	2,66	2,65...2,67	Глины Гумусовые, горизонты черноземов Торфы	2,74	2,71...2,76
Супеси	2,70	2,68...2,72		2,50	2,40...2,60
Суглинки	2,71	2,69...2,73		1,60	1,50...1,80

Плотностью грунта ρ_w называют отношение массы влажного образца грунта m_w к его объему V_w , включая поры, заполненные водой или водой и воздухом:

$$\rho_w = m_w / V_w. \quad (3.2)$$

Плотность грунта может изменяться в широких пределах. Обычно такая плотность грунтов в естественных условиях залегания меньше плотности такого же грунта, подвергнутого искусственному уплотнению. Плотность зависит от минерального состава, влажности и пористости (характера сложения) грунтов. При увеличении содержания тяжелых минералов плотность грунта возрастает, а при увеличении органических веществ уменьшается. Грунты одинакового состава и сложения имеют наибольшую плотность в случае полного заполнения пор водой.

Плотность глин, суглинков, супесей, песков и крупнообломочных грунтов колеблется обычно от 1,20 и 2,40 г/см³. Более высокие значения плотности относятся к крупнообломочным (разнозернистым) грунтам, моренным суглинкам и глинам, меньшие значения характерны для грунтов, содержащих гумус, или для просадочных лёссов. Плотность сухого торфа может быть <1,0 г/см³. При искусственном уплотнении грунты в дорожном земляном полотне могут иметь плотность 2,0 г/см³ и более.

При оценке плотности грунтов в естественном залегании и при искусственном их уплотнении производят также определение плотности сухого грунта. Под плотностью сухого (скелета) грунта ρ_d понимают отношение массы сухого грунта (исключая массу воды в его порах) к занимаемому этим грунтом объему (включая имеющиеся в этом грунте поры):

$$\rho_d = \rho_w / (1 + 0,01 w), \quad (3.3)$$

где w — влажность грунта, %.

Пористость грунта. Отношение объема пор в грунте к общему объему, занимаемому грунтом, называют пористостью грунта (%):

$$n = (1 - \rho_d / \rho_s) 100. \quad (3.4)$$

Пористость грунтов зависит от степени их дисперсности и условий формирования грунта (породы). Например, у лёссов, характеризующихся просадочностью, пористость может достигать 60...70%.

Для одного и того же грунта пористость не является постоянной величиной, зависит от взаимного расположения в нем частиц и микроагрегатов и уменьшается при увеличении давления на грунт. При инженерных расчетах вместо пористости часто используют коэффициент пористости e , представляющий собой отношение объема пор V_n к объему твердой фазы $V_{тв}$, выраженный в долях единицы:

$$e = V_n / V_{тв}. \quad (3.5)$$

Степень уплотнения грунтов в дорожном строительстве оценивают обычно отношением плотности сухого (скелета) грунта в его естественном залегании или в насыпи ρ_d к плотности того же, но сухого грунта при стандартном уплотнении $\rho_{доп}$, выполняемом по специальной методике:

$$K_y = \rho_d / \rho_{доп}. \quad (3.6)$$

Величину K_y называют коэффициентом стандартного уплотнения.

Влажность грунтов — количество воды, содержащейся в порах грунта, выраженное в % от массы грунта, высушенного до постоянной массы при 105°C. Влажность грунта величина переменная. Чем более мелкозернистый грунт, тем в более широких пределах может изменяться его влажность. Влажность является важной характеристикой состояния грунта и должна учитываться при определении многих показателей свойств грунта (модуля упругости, плотности, пластичности, липкости и др.). Влажность w (%) находят путем определения потери массы при высушивании навески грунта при температуре 105°C до постоянной массы:

$$w = \frac{m_1 - m_0}{m_0 - m} 100, \quad (3.7)$$

где m_1 — масса бюкса с влажным грунтом, г; m_0 — масса бюкса с высушенным до постоянной массы грунтом, г; m — масса пустого бюкса, г.

Взвешивание при определении влажности производят на технических весах с точностью до 0,01 г.

В зависимости от способа выражения общей влажности различают весовую и объемную влажность грунта.

Весовой влажностью w называют массу воды в грунте, отнесенную к массе абсолютно сухого грунта. Под **объемной влажностью** w_v понимают отношение объема воды, заключенной в грунте, к объему всего грунта, выраженное в %.

Степень заполнения пор водой, т. е. объем воды в грунте по отношению к объему пор, характеризуется степенью влажности грунта m_w (т. е. коэффициентом насыщения или относительной влажностью).

Общая влажность, которую имеют грунты в естественном залегании, называется **естественной влажностью**. В зависимости от климатических условий, времени года и глубины залегания грунтовых вод она может изменяться в широких пределах и является одним из важнейших показателей физического состояния грунтов (особенно глинистых), определяющим их прочность и деформируемость.

При испытании грунтов в условиях естественного залегания без взятия проб для оценки степени уплотнения и влажности грунтов, а также определения направления и скорости фильтрации грунтовых вод значительные возможности ускорения и снижения стоимости дает использование радиоактивных изотопов. В практике

испытания грунтов применяют методы просвечивания (гамма-спектральный и рассеянного излучения). Для оценки плотности грунтов наибольшее распространение получили методы, основанные на принципе регистрации широкого пучка γ -лучей, претерпевающих в грунте как поглощение, так и рассеянное γ -излучение.

При просвечивании грунта широким пучком γ -квантов их поглощение разными материалами подчиняется зависимости

$$I_x = I_0 e^{-\mu \rho_d x},$$

где I_x — регистрируемая интенсивность излучения после прохождения γ -лучей через грунт, имп/мин; I_0 — начальная интенсивность излучения γ -лучей, измеренная в отсутствие поглотителей, имп/мин; x — толщина просвечиваемого слоя грунта, см; ρ_d — плотность сухого грунта, г/см³; μ — массовый коэффициент поглощения грунтом γ -лучей, который колеблется в сравнительно узких пределах и практически не зависит от влажности и химического состава грунта; для Co^{60} $\mu = 0,0562$ см²/г; $\eta < 1$ — коэффициент учитывающий рассеянное излучение, который определяют экспериментально путем тарировки прибора на средах известной плотности.

Для измерения влажности грунтов используют метод регистрации рассеянного излучения быстрых нейтронов. При столкновении с ядрами водорода быстрые нейтроны, испускаемые источником нейтронов, теряют значительную часть своей энергии и отражаются в виде медленных нейтронов, регистрируемых специальными счетчиками, измеряющими тепловые нейтроны или захватное γ -излучение, или то и другое вместе. Чем выше влажность грунта, тем значительнее рассеяние грунтовой водой нейтронов и интенсивнее возврат медленных нейтронов. Влажность грунта определяют по числу возвратившихся нейтронов на основе предварительной тарировки.

Испытания грунтов с использованием радиоактивных изотопов могут производить только специально подготовленные работники при строгом соблюдении мероприятий по технике безопасности. К применению радиоактивных изотопов при испытаниях грунтов прибегают лишь в тех случаях, когда те же результаты не могут быть получены более простыми способами.

3.3. Характерная влажность и пластичность грунтов. Консистенция грунтов

В зависимости от степени увлажнения глинистые (связные) грунты могут находиться в твердом, пластичном или текучем состоянии. Переход грунта из одного состояния (консистенции) в другое с изменением влажности происходит скачкообразно и характеризует изменение степени устойчивости грунта под нагрузкой. Поэтому влажность, соответствующую резким переходам грунта из одного состояния в другое, называют критической или характерной влажностью и используют в качестве наиболее важных характеристик

грунта. Наибольшее значение имеет определение влажности, соответствующей переходу грунта из твердого состояния в пластичное и из пластичного в текучее.

Пластичностью грунта называют способность его деформироваться по действием внешнего давления без разрыва, сплошности массы и сохранять приданную форму после прекращения деформирующего усилия. Глинистые грунты обладают пластичностью только в пределах определенной влажности; при меньшей влажности они становятся полутвердыми или твердыми, при большей — из пластичного состояния переходят в текучее.

Для установления способности грунта принимать пластичное состояние производят определение влажности, характеризующей границы пластичного состояния грунта — текучести и раскатывания.

Граница текучести (w_L) характеризует влажность, при которой грунт из пластичного состояния переходит в полужидкое — текучее. При этой влажности связь между частицами нарушается благодаря наличию свободной воды, вследствие чего частицы грунта легко смещаются и разъединяются. В результате этого сцепление между частицами становится незначительным и грунт теряет свою устойчивость.

Граница раскатывания (w_p) соответствует влажности, при которой грунт находится на границе перехода из твердого состояния в пластичное. При дальнейшем увеличении влажности ($w > w_p$) грунт становится пластичным и начинает снижать свою устойчивость под нагрузкой. Границу текучести и границу раскатывания называют также верхним и нижним пределами пластичности.

Определив влажность на границе текучести и на границе раскатывания, вычисляют число пластичности грунта (I_p). Число пластичности представляет собой интервал влажности, в пределах которого грунт находится в пластичном состоянии, и определяется как разность между границей текучести и границей раскатывания грунта ($I_p = w_L - w_p$). Чем больше число пластичности, тем более пластичен грунт. Минеральный и зерновой состав грунта, форма частиц и содержания глинистых минералов (особенно монтмориллонитовой группы); а также состав обменных катионов весьма существенно влияют на границы пластичности и число пластичности.

Зерновой состав является одним из важнейших факторов, влияющих на пластичность грунта. По данным П. Ф. Мельникова, частицы размером $< 0,001$ мм обладают значительной пластичностью, поэтому число пластичности является надежным обобщающим показателем степени дисперсности (глинистости) грунта. В связи с этим число пластичности является важной классификационной характеристикой для глинистых грунтов и по нему, пользуясь табл. 2.2, определяют виды и разновидности глинистых грунтов.

Грунты, устойчивые в дорожных основаниях или в проезжей части грунтовых дорог, наиболее пригодные для укрепления вяжущими материалами (за исключением извести), обладают числом

пластичности от 1 до 7. По числу пластичности косвенным путем можно судить как о степени глинистости, так и о физико-механических свойствах грунта и влияния на них влажности. С повышением дисперсности (глинистости) грунта увеличивается число пластичности.

Используя корреляционную зависимость между влажностью на границе текучести w_L и зерновым составом грунтов, В. И. Бируля разработала полевую классификацию грунтов:

Грунты	w_L
Пески	< 16
Супеси	16...26
Суглинки	26...42
Глины	> 42

Определение границы текучести производят в соответствии с ГОСТом с помощью балансирующего конуса Васильева (рис. 3.1), погружаемого рукояткой 3 с конусом 4 в специально приготовленное грунтовое тесто на глубину 10 мм. Балансирующий конус имеет высоту 25 мм с углом при вершине 30°. Общая масса конуса должна составлять 76 г.

Для определения границы текучести среднюю пробу грунта увлажняют в чашке до состояния пластичного теста и после перемешивания оставляют в таком состоянии на сутки. После этого грунтовое тесто тщательно перемешивают и наполняют им до краев стаканчик прибора. Стаканчик с образцом грунта 5 помещают на подставку 1, и к поверхности грунтового теста подносят острие конуса 4, который под влиянием собственной массы погружается в тесто до метки 2. Вертикальность погружения конуса обеспечивается наличием двух балансирующих шариков 6. Если конус в грунтовое тесто погрузился на глубину 10 мм в течение 5 с, то это ука-

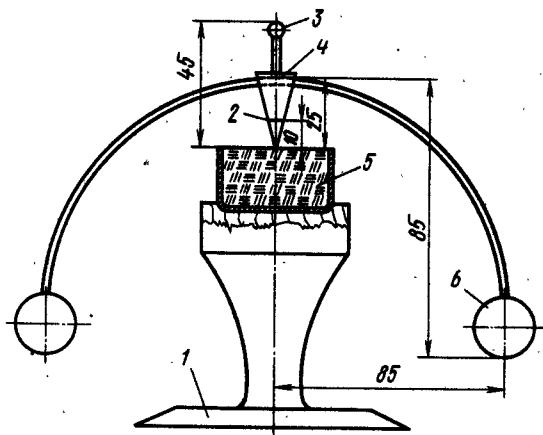


Рис. 3.1. Балансирующий конус А. М. Васильева для определения границы текучести грунта

зывает на достижение границы текучести. После этого из стаканчика отбирают пробу массой 10...12 г и определяют влажность грунтового теста.

Подготовка образца грунта для определения границы раскатывания w_p такая же, как и при определении границы текучести. Из увлажненного грунта скатывают шарик диаметром 1 см, переносят на восковую бумагу и на ней осторожно раскатывают в жгутик диаметром 3 мм, при этом жгутик должен крошиться. Раскрошившиеся кусочки собирают в бюкс и определяют влажность грунта.

Сопоставляя данные естественной влажности грунта с указанными выше границами пластичности, можно выразить влажность относительной величиной в виде дроби, числителем которой будет влажность грунта, а знаменателем — граница текучести. Отношение естественной влажности к границе текучести называется *относительной влажностью*. Величину относительной влажности можно характеризовать также по *показателю консистенции* грунта в природных условиях и степени его устойчивости под нагрузкой в естественном залегании. Показатель консистенции глинистых грунтов характеризуется величиной

$$I_L = (w - w_p) / (w_L - w_p), \quad (3.8)$$

где w — природная влажность грунта.

В зависимости от показателя консистенции глинистые грунты подразделяют на:

Супеси		
Твердые		$I_L < 0$
Пластичные		$0 < I_L < 1$
Текучие		$I_L > 1$

Суглинки и глины		
Твердые		$I_L < 0$
Полутвердые		$0 < I_L < 0,25$
Тугопластичные		$0,25 < I_L < 0,50$
Мягкопластичные		$0,50 < I_L < 0,75$
Текучепластичные		$0,75 < I_L < 1,00$
Текучие		$I_L > 1,00$

При влажности, равной или немного меньшей границы раскатывания, грунт пригоден для производства земляных работ при разработке выемок и отсыпке насыпей, а также при уплотнении грунтов земляного полотна. С переходом в пластичное состояние грунт начинает налипать на рабочие органы землеройных машин, и производство земляных работ становится затруднительным и даже невозможным. При текучем состоянии грунт почти полностью теряет устойчивость.

3.4. Связность, липкость, набухание и усадка грунтов

Связность грунтов — способность сопротивляться внешнему усилию (нагрузкам), стремящемуся разъединить частицы грунта. Связность — это способность тонкодисперсных грунтов образовать

вать после смачивания их водой и последующего высушивания компактную массу, не распадающуюся на отдельные элементарные частицы. По этому признаку грунты разделяют на связные (глины, суглинки, супеси) и несвязные (пески, крупнообломочные грунты). Например, глины после их уплотнения при оптимальной влажности и последующего высушивания характеризуются пределом прочности при сжатии 5...6 МПа и более. Однако такая относительно большая прочность присуща связным грунтам, находящимся в сухом состоянии.

При увеличении влажности, особенно у тонкодисперсных грунтов, вокруг частиц образуются водные пленки большой толщины, которые и отделяют частицы или микроагрегаты грунта друг от друга. В результате этого силы молекулярного притяжения падают (обратно пропорционально квадрату расстояния между частицами) и связность грунта нарушается. Хотя по своей энергии и прочности связи межмолекулярные силы значительно уступают химическим связям, они (межмолекулярные силы) играют весьма важную роль в структурных связях между частицами в тонкодисперсных грунтах. В сильно уплотненных, высушенных тонкодисперсных грунтах условия для проявления молекулярных структурных связей являются оптимальными. Во влажных тонкодисперсных грунтах структурные связи возникают в основном под действием молекулярно-ионно-электростатических сил и в меньшей степени молекулярных сил.

Как показывают многочисленные экспериментальные данные, в том числе и данные по определению микроагрегатного состава, значительная часть структурных грунтов наряду с обратимым сцеплением обладает также и истинным, необратимым сцеплением. Однако последнее присуще в какой-то степени лишь микроагрегатам, состоящим, как правило, из тонкодисперсных цементированных частиц.

Липкость грунтов — способность прилипать к поверхности различных предметов, приходящих с ними в соприкосновение при определенном содержании воды в грунте. Липкость выражают в Па, измеряя усилие, необходимое для отрывания прилипшего предмета от поверхности грунта. Липкость характерна для глинистых и отчасти пылеватых грунтов, находящихся в увлажненном состоянии, и является отрицательным показателем при оценке строительных качеств грунтов. Если размокание и пластичность грунта приводят к потере его прочности, то липкость грунта, достигающая максимума в определенном интервале влажности, вызывает большие деформации в поверхностном слое грунта вследствие сильного налипания размокшего грунта на колеса автомобилей или рабочие органы землеройных машин. Из результатов определения липкости (рис. 3.2) видно, что характерными показателями являются влажность начального прилипания и максимальное значение липкости.

Из-за чрезмерной липкости глинистых грунтов и особенно тяжелых суглинков и глин, а не только вследствие их размокания в пе-

риоды сильного переувлажнения прекращается или сильно затрудняется проезд транспорта по грунтовым дорогам, а также производство земляных работ по возведению земляного полотна. При влажности тяжелых суглинков и глин несколько меньшей влажности границы их текучести наблюдается максимальная величина

При такой влажности указанного вида грунты характеризуются мягкопластичной или текучепластичной консистенцией. В местах залегания тяжелых суглинков и глин в периоды поездки по грунтовым дорогам становится невозможным, а при строительстве новых дорог устройство земляного полотна, разработка притрассовых карьеров, профилирование и уплотнение глинистых грунтов также становится невозможным по причине максимального налипания и чрезмерной деформируемости переувлажненных глинистых грунтов. На степень липкости грунта помимо влажности влияют зерновой и отчасти химический и минеральный состав грунта, а также сила, с которой производится первоначальное придавливание предмета к грунту, и тот материал, к которому происходит прилипание (стекло, дерево, металл и пр.).

Липкость грунтов обуславливается силами взаимодействия, возникающими между молекулами связанной воды и частицами грунта, с одной стороны, и молекулами воды и поверхностью соприкасающегося с грунтом предмета — с другой. Наибольшей липкостью обладают солонцы и солонцеватые глинистые почвы, содержащие поглощенный натрий, а также грунты, содержащие гумус. Песчаные, легкие супесчаные грунты практически не обладают липкостью. Липкость начинает проявляться лишь при влажности, несколько превышающей влажность границы раскатывания. С дальнейшим увеличением влажности свыше границы раскатывания липкость грунтов возрастает и достигает максимума при влажности, несколько меньшей границы текучести. При влажности выше границы текучести липкость грунтов снова резко уменьшается.

Липкость дополняет характеристику грунтов по зерновому составу и пластичности и определяется для установления пределов удобообрабатываемости грунтов землеройными дорожными машинами, а также для оценки проезжаемости транспортных средств по грунтовым дорогам.

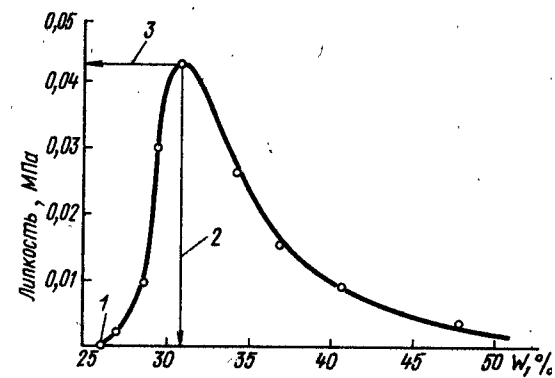


Рис. 3.2. График зависимости липкости глинистого грунта от влажности: 1 — влажность начального прилипания; 2 — то же, максимального прилипания; 3 — максимальная липкость грунта

Набухание грунтов — способность грунтов увеличивать свой объем в процессе смачивания водой или другими жидкостями. Способность к набуханию связана с гидрофильным характером глинистых минералов и большой удельной поверхностью глинистых грунтов. Природу набухания грунтов в настоящее время объясняют, базируясь на представлениях коллоидной химии. Коллоидные частицы обладают свойством задерживать (связывать) на своей поверхности значительное количество молекулярных слоев воды, что и вызывает набухание коллоидных частиц.

Набухание грунтов характеризуется *числом набухания* — приращение объема набухающего грунта в % от объема сухого грунта. Набухание зависит от количественного содержания коллоидных веществ и их качества, а также сложения, структуры, состава обменных катионов, зернового и минерального состава грунта. Наибольшее набухание наблюдается у грунтов, содержащих в большом количестве глинистые минералы с подвижной кристаллической решеткой (типа монтмориллонита). Крупнозернистые грунты (песчаные, супесчаные) почти не обладают способностью к набуханию.

В основе явления набухания лежит действие адсорбционных осмотических и капиллярных сил, определяющих напряжение, с которым вода удерживается в структурированной системе. Набухание снижает устойчивость и прочность грунтов, поэтому его изучению уделяется большое внимание.

Используя способность глинистых и коллоидных частиц к набуханию в воде и отсутствие набухания у песчаных и пылеватых частиц в этих же условиях, часто прибегают к косвенной характеристике содержания глинистых частиц в грунте по величине (числу) набухания.

Усадка грунтов — способность влажных грунтов уменьшать свой объем при высыхании. Если набухание глинистых грунтов приводит к увеличению их объема, то процесс дегидратации (испарение воды) в природных условиях приводит к уменьшению объема, т. е. к усадке грунта.

Если содержание воды в грунте вследствие испарения уменьшается, то грунт из пластичного состояния переходит в полутвердое, а затем в твердое. Способностью к усадке обладают только связные грунты, при этом для связных грунтов уменьшение объема грунта до известного предела равно количеству испарившейся воды. При определенной влажности, называемой пределом усадки, объем образца перестает уменьшаться, но испарение воды продолжается и, следовательно, масса образца убывает.

Усадка зависит от количества и качества глинисто-коллоидных фракций (их минерального и химического состава) и от наличия более крупных фракций, содержащихся в грунте. Глинистые грунты и особенно глины, содержащие минералы монтмориллонитовой группы, дают наибольшую величину усадки. Супесчаные, а в особенности песчаные грунты характеризуются крайне малой усадкой или не обладают этим свойством.

В результате усадки грунт становится плотнее, что увеличивает

его сопротивление деформациям. Однако наличие трещин, обычно сопровождающих усадку, повышает впитываемость и водопроницаемость, что приводит к уменьшению устойчивости поверхностного слоя грунта (например, в откосах насыпей и выемок). Усадку грунта принято характеризовать по уменьшению линейных размеров или объема образца.

Чередующиеся процессы набухания и усадки вызывают местные напряжения, нарушения сплошности — образование усадочных трещин; растрескивание грунта на структурные отдельные участки. Устранение набухания и усадки грунтов с обеспечением постоянства объема грунта в сухом и увлажненном состоянии является одной из важнейших задач укрепления грунтов.

ГЛАВА 4

ВОДНЫЕ И ТЕПЛОВЫЕ СВОЙСТВА ГРУНТОВ

4.1. Физическое состояние и формы воды в грунтах

Вода, заполняющая поры грунта (частично или полностью), оказывает весьма большое влияние на многие свойства грунта и на его поведение под нагрузкой. Прочность при сжатии и сдвиге, уплотняемость, пластичность и липкость, набухание и другие свойства значительно зависят от степени увлажнения грунтов. В природных условиях в грунтах всегда содержится вода, однако ее количество, т. е. влажность, может изменяться в широких пределах. Вода в грунтах может находиться в трех состояниях: газообразном (в виде пара), жидком и твердом (в виде льда).

Учитывая степень подвижности воды и формы связей ее в грунтах, отдельные формы связанной и свободной воды можно характеризовать признаками, приведенными в табл. 4.1. Помимо указанных в табл. 4.1 форм связей воды в грунтах присутствует также химически связанная (кристаллизационная) вода, входящая в состав кристаллической решетки минеральных частиц. Выделить такую воду можно только в результате химического разложения вещества. Химически связанная вода не оказывает влияния на физико-механические свойства грунтов.

При отрицательной температуре в грунтах может присутствовать вода в твердом состоянии в виде ледяных прослоек, линз, зерен или тончайших кристаллов, находящихся между грунтовыми частицами или их агрегатами. Роль такой воды может быть очень велика, так как наличие большого количества ледяных прослоек и кристаллов цементирует грунт при отрицательной температуре, а при его оттаивании приводит к резкой потере сопротивления нагрузкам.

В природных условиях указанные в табл. 4.1 формы связей воды редко наблюдаются обособленно друг от друга. Обычно во влажном грунте вода находится одновременно в нескольких состояниях и может переходить из одной формы в другую. Такой переход непре-

Таблица 4.1. Категория и формы связей воды в грунтах

Степень связности воды	Форма связи	Главнейшие признаки и свойства
Прочносвязанная	Адсорбционная	Вода, молекулы которой прочно удерживаются адсорбционными силами. Поглощается поверхностью грунтовых частиц из воздуха, содержащего водяные пары. Удерживается на поверхности частиц с большой силой, при перемещении не подчиняется действию силы тяжести. Передвигается только переходя в пар
Рыхлосвязанная	Молекулярная (пленочная)	Образуется в грунте при сгущении водяных паров или остается в нем после удаления капельно-жидкой воды. Удерживается силами молекулярного притяжения на поверхности грунтовых частиц, но меньше связана, чем гигроскопическая вода. Образует слой пленочной воды, которая передвигается очень медленно из мест, где пленки воды толще, в места, где они тоньше. По свойствам эта категория воды отличается от капельно-жидкой. Она замерзает при температуре ниже 0°C в зависимости от толщины пленки
Капиллярно-связанная	Капиллярная (восходящая или подвешенная)	Капиллярная вода, передвигающаяся и удерживаемая в грунте силами капиллярного натяжения, сравнительно легко удаляется при высушивании и замерзает примерно при -1°C. Над поверхностью свободных грунтовых вод образует зону капиллярно-увлажненного грунта и передвигается с различной скоростью (в пылеватых грунтах относительно быстрее) под действием как сил капиллярного натяжения, так и силы тяжести
Связь отсутствует	Свободная (гравитационная просачивающаяся) вода	Обладает обычными свойствами жидкой воды. Передвигается под влиянием силы тяжести или разности гидростатического давления. Заполняет свободные пустоты. Полное насыщение грунта свободной водой действует резко отрицательно на его физические свойства

ровно совершается как под действием природных факторов (температура воздуха, осадки и др.), так и в результате деятельности человека (искусственное осушение, увлажнение, уплотнение грунтов).

Однако приведенное схематизированное расчленение отдельных форм связей воды помогает нам глубже познать поведение грунтов при различной степени их увлажнения и служит основой для разработки мер, обеспечивающих повышение устойчивости грунтов под нагрузкой и в других случаях.

4.2. Состав и свойства грунтовых и подземных вод

Гравитационная (свободная) вода впитывается и перемещается в напластованиях горных пород под действием силы тяжести и, скапливаясь над водоупорными пластами, образует подземные и грунтовые воды. Подземными называют воды, находящиеся ниже поверхности земли и дна поверхностных водоемов и потоков. Грунтовые воды — это подземные воды первого от поверхности постоянно существующего водоносного горизонта, расположенного на первом водоупорном слое (рис. 4.1).

В народном хозяйстве подземные воды имеют исключительно большое значение. Они являются важнейшим источником водоснабжения. При возведении наземных, особенно подземных, сооружений необходимо учитывать возможность встречи подземных вод, с наличием или отсутствием которых связаны условия производства строительных работ и их стоимость.

Неглубокое залегание подземных вод, как правило, осложняет строительные работы: при заложении опор мостов и других сооружений возникает необходимость откачки воды из котлованов и принятия специальных мер, повышающих устойчивость водонасыщенных рыхлых горных пород; при возведении земляного полотна дорог приходится устраивать более высокие насыпи или проводить специальные осушительные работы. Весьма часто подземные воды являются причиной сползания земляных масс на склонах (оползни), а также образования пучин на шоссе и железных дорогах. С деятельностью подземных вод связано образование больших пустот и провалов в толще земной коры (карст).

Выпадающие на поверхность земли воды атмосферные осадки распределяются следующим образом: часть их испаряется, возвращаясь обратно в атмосферу; часть стекает по поверхности в реки и

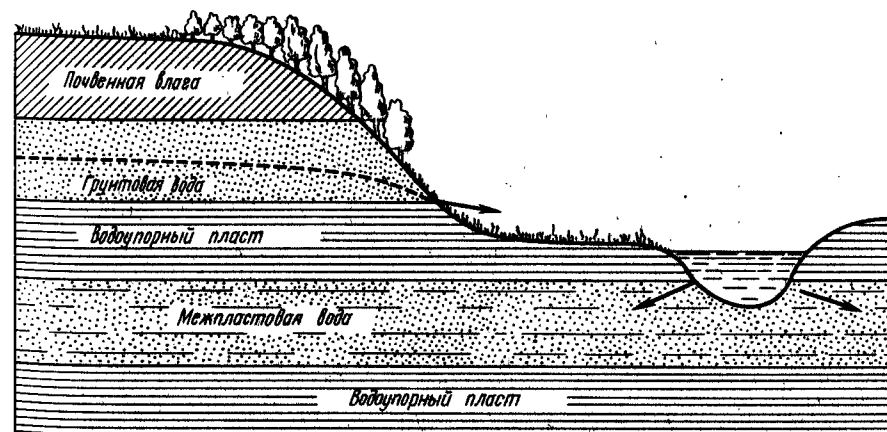


Рис. 4.1. Схема залегания грунтовых и межпластовых вод

озера (поверхностный сток); часть просачивается (инфильтруется) в толщу горных пород под действием силы тяжести, передвигается в них, а затем дренируется реками, озерами и морями (подземный сток). Испарение выпавших осадков зависит в основном от температуры и влажности воздуха над смоченной поверхностью, от наличия и характера растительности и плотности горных пород. Чем выше температура воздуха и чем больше скорость ветра, тем больше воды будет испаряться с поверхности, тем быстрее будет просыхать эта поверхность.

Сток и просачивание зависят от условий выпадения атмосферных осадков, рельефа местности, характера горных пород и испарения. Атмосферные осадки могут выпадать в виде ливневой или мелких затяжных дождей. В первом случае будет преобладать сток, просачивание же будет незначительным; во втором — просачивание чаще будет весьма значительным, а сток очень мал. При равнинном характере рельефа атмосферная влага будет просачиваться в толщу грунтов или же испаряться, при холмистом или гористом рельефе будет преобладать поверхностный сток, а испарение и просачивание будут незначительными.

Весьма важным фактором в распределении атмосферных осадков, выпавших на поверхность Земли, является характер пород, слагающих поверхностную толщу земной коры. Многие горные породы состоят из твердых частиц различной крупности, между которыми содержатся пустоты или поры. В глинах и суглинках, содержащих много глинистых частиц, значительная часть пустот при увлажнении заполняется физически связанной водой, поэтому, несмотря на большой объем пустот, эти породы практически не пропускают воду. В песках общий объем пустот меньше, но они имеют более крупные размеры, вследствие чего вода свободно может перемещаться в порах без заметного влияния частиц. Вода в горных породах может перемещаться также по трещинам. Способность горных пород пропускать воду называют *водопроницаемостью*. Она зависит главным образом от размера пор, пустот и характера трещин.

На большей части территории Советского Союза ежегодно верхняя часть земляного полотна и дорожная одежда постоянно промерзают в осенне-зимний период и оттаивают в весенний и летний периоды. Промерзание грунтов сопровождается кристаллизацией воды в их порах и смерзанием между собой грунтовых частиц, что сильно изменяет физико-механические свойства грунта. В лед переходит не вся содержащаяся в грунте вода. Ее слои, расположенные непосредственно у поверхности грунтовых частиц, силы взаимодействия которых с минеральной поверхностью больше, чем силы кристаллизации льда, остаются незамерзшими. Количество незамерзшей воды зависит от удельной поверхности грунтовых частиц, состава почвенного раствора и давления на грунт. Оно уменьшается с понижением температуры (рис. 4.2).

Проф. Н. А. Цытович сформулировал принцип равновесного состояния воды и льда в мерзлых грунтах, согласно которому

количество, состав и свойства незамерзшей воды и льда, содержащихся в мерзлых грунтах, не являются постоянными, а изменяются с переменной внешних условий. Отсюда вытекает зависимость всех свойств мерзлых грунтов от температуры. Особенно сильное уменьшение количества незамерзшей воды происходит в начальном интервале охлаждения, примерно от 0 до $-3...-4^{\circ}\text{C}$, когда замерзает вся свободная вода в крупных порах и капиллярах, а также в частично и рыхлосвязанная вода. При температурах $-4...-6^{\circ}\text{C}$ количество свободной воды остается практически постоянным.

В зависимости от количества воды, содержащейся в грунте до промерзания, а также скорости и характера его промерзания, мерзлые грунты могут быть как однородными, так и содержать прослойки льда, разделяющие грунт на однородные агрегаты. Это имеет значение, например, для расчета просадок сооружений при оттаивании мерзлых грунтов.

4.3. Схемы одно-, двух- и трехфазного грунтов

С физической стороны несцементированные крупнообломочные, песчаные и глинистые грунты являются твердым дисперсным и пористым телом. Поры грунта могут быть заполнены влагой и воздухом (или газом), объемы которых находятся в обратной зависимости друг от друга. В большинстве случаев грунт представляет собой тело, состоящее из трех фаз: твердой, жидкой и газообразной (воздушной). Однако он может быть и в состоянии двух- или однофазной системы.

Твердая фаза состоит из частиц различных минералов или обломков горных пород, реже из слабо разложившихся растительных остатков (торфяные массивы — болота).

Жидкая фаза представлена различными формами воды (см. табл. 4.1). Свободная вода, заполняющая собой поры грунта (частично или полностью), обычно представляет собой водный раствор, который содержит в себе различные растворенные вещества в большем или меньшем количестве.

Газообразная фаза — это воздух, заполняющий поры грунта (частично или полностью в зависимости от содержания в порах жидкой фазы). По своему составу воздух, заполняющий

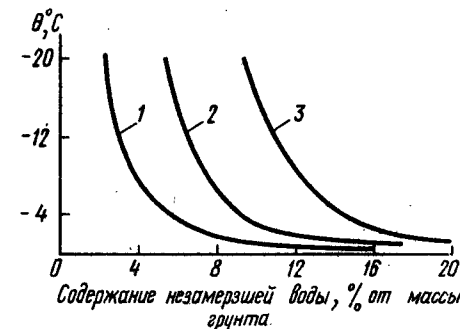


Рис. 4.2. Зависимость между содержанием незамерзшей воды и температурой θ для разных видов грунтов (по данным Н. А. Пузакова):
1 — крупная супесь; 2 — пылеватая супесь; 3 — пылеватая глина

поры грунта, всегда в большей или меньшей степени отличается от атмосферного.

В дисперсных грунтах в зависимости от степени их водонасыщенности твердые частицы граничат с водой или воздухом (газами), занимающим промежутки между твердыми частицами. Таким образом, внутри грунта возникают различные поверхности раздела: твердые частицы — вода; твердые частицы — воздух; вода — воздух. Твердая, жидкая и газообразная фазы грунта обладают различной подвижностью и сжимаемостью при передаче на грунт механических нагрузок. Учет особенностей поведения и свойств грунтов в связи с соотношением твердой, жидкой и газообразной фаз весьма сложен.

Практические задачи грунтоведения и механики грунтов вызывают необходимость некоторой схематизации в отношении фазового состава грунта и взаимодействия фаз. Обычно принимают, что все грунтовые частицы внутри некоторого объема грунта находятся в одинаковых средних условиях по отношению к окружающей их среде и что материалы частиц и окружающей среды обладают некоторыми постоянными средними свойствами.

В механике грунтов различают следующие упрощенные схемы соотношения твердой, жидкой и газообразной фаз в грунтах (рис. 4.3).

Водонасыщенный грунт, т. е. грунт, поры которого практически целиком заполнены водой. В общей массе воды, заполняющей поры, необходимо выделять относительно неподвижную часть, связанную молекулярными силами с поверхностью твердых частиц, и часть, которая может свободно передвигаться в порах под влиянием силы тяжести или давления, передаваемого на воду. В водонасыщенном состоянии находятся грунты, расположенные ниже уровня грунтовых вод, а также слои, насыщенные капиллярной водой. В механике грунтов водонасыщенные грунты называют двухфазной системой или, по предложению М. Н. Герсеванова, грунтовой массой (рис. 4.3, а).

Водонасыщенный грунт, включающий пузырьки газа, т. е. грунт с порами, заполненными водой, в которой содержатся пузырьки газа (рис. 4.3, б). Поведение системы такого рода мало отличается от поведения полностью водонасыщенного грунта, так как

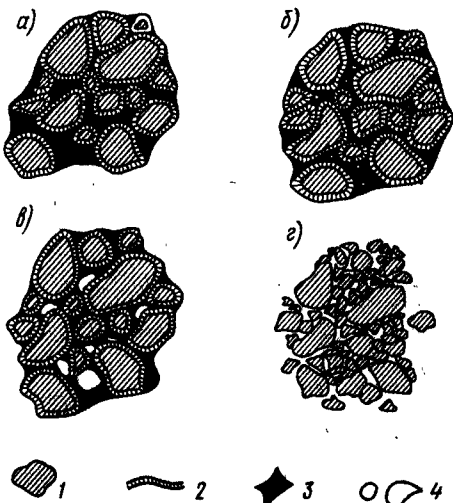


Рис. 4.3. Схематическое изображение строения грунтов с различным соотношением твердой, жидкой и газообразной фаз: 1 — частицы грунта; 2 — пленки связанной воды; 3 — свободная вода; 4 — газообразная фаза

пузырьки газа испытывают со всех сторон равномерное гидростатическое давление и полностью участвуют в движении окружающей их воды и передаче в ней давлений. Однако сжимаемость грунтов, содержащих пузырьки газа, больше, чем плотность водонасыщенных грунтов.

Следует иметь в виду, что грунтовые воды всегда содержат некоторое количество растворенных газов, способных выделяться в виде пузырьков при понижении давления или повышении температуры. Напротив, при повышении давления или понижении температуры пузырьки газов растворяются в окружающей их воде.

Твердая фаза, распределенная в смешанной водно-воздушной среде, причем свободная вода не заполняет промежутков между частицами, а стягивается силами поверхностного натяжения в междучастичных контактах. Грунты, находящиеся в таком состоянии, в механике грунтов называют трехфазной системой (рис. 4.3, в). В состоянии трехфазной системы находятся грунты в пределах зоны аэрации, подвергающиеся попеременному увлажнению и просушиванию в зависимости от выпадающих атмосферных осадков, колебаний уровня грунтовых вод и изменения температуры.

Твердая фаза, распределенная в сплошной газообразной среде, т. е. грунт, поры которого заполнены воздухом (рис. 4.3, г). Ввиду того что воздух в порах таких грунтов не влияет заметным образом на взаимодействие зерен между собой под нагрузкой, в литературе по механике грунтов эти грунты рассматриваются как однофазные системы.

Соотношение твердой, жидкой и газообразной фаз в грунте без учета степени дисперсности и структуры грунта не может само по себе служить достаточным основанием для суждения о свойствах грунта. Крупнообломочные и песчаные грунты, обладающие малоразвитой поверхностью, в незначительной степени меняют свойства при заполнении пор водой. В глинистых грунтах сильно развитая поверхность приводит к резкому усилению взаимодействия между фазами, к возможности накопления больших объемов связанной воды и к значительной зависимости свойств грунта от степени водонасыщения. Не меньшее значение имеют размеры пустот в грунте. В грунтах поры очень малы, и несмотря на их значительный общий объем, вода, заполняющая поры, оказывается почти полностью связанной с поверхностью частиц молекулярными силами. В песчаных грунтах, наоборот, несмотря на меньший общий объем пор, вода в сравнительно крупных порах оказывается почти вся свободной и легкоподвижной.

4.4. Капиллярные явления в грунтах

Под капиллярным движением воды или водоподъемной способностью грунтов следует понимать их способность перемещать воду по капиллярным порам снизу вверх или в стороны под воздействием капиллярных сил, возникающих на границе раздела фаз,

входящих в состав грунта. Поднятие воды по капиллярным порам грунта является результатом действия подъемной силы вогнутых менисков, образующихся в порах при взаимодействии воды с поверхностью частиц или микроагрегатов грунта.

По формуле Лапласа подъемная сила мениска

$$Q = 2\alpha/R, \quad (4.1)$$

где α — поверхностное натяжение жидкости; R — радиус кривизны мениска.

Радиус кривизны мениска находится в прямой зависимости от диаметра d и радиуса r капилляра:

$$d = 2R \cos \theta \text{ или } R = d/(2 \cos \theta) = r/\cos \theta, \quad (4.2)$$

где θ — краевой угол смачивания, отсюда

$$Q = 2\alpha \cos \theta / r. \quad (4.3)$$

Таким образом, подъемная сила мениска прямо пропорциональна величине поверхностного натяжения жидкости α и краевому углу смачивания θ и обратно пропорциональна радиусу капилляра r . Поскольку поверхностное натяжение воды уменьшается при повышении ее температуры, соответственно снижается высота капиллярного поднятия, а его продолжительность существенно увеличивается. Краевой угол смачивания характеризует собой силы молекулярного притяжения между водой и грунтовыми частицами, поэтому можно считать, что величина капиллярного поднятия в грунтах зависит от сил молекулярного взаимодействия между водой и твердыми частями грунта.

На рис. 4.4 показана схема действия капиллярных сил. Силы молекулярного взаимодействия между водой и стенками капилляра показаны векторами a и b . Каждый из них можно разложить на две составляющие силы (a_1, a_2 и b_1, b_2). Силы, направленные вверх по капилляру, обуславливают подъемную силу мениска Q .

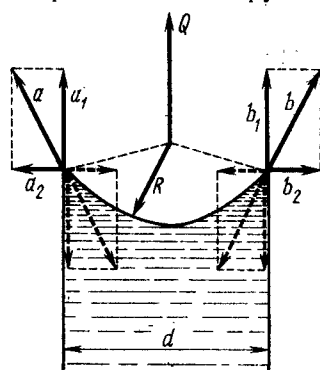


Рис. 4.4. Схема действия капиллярных сил

Высота капиллярного поднятия в трубке постоянного радиуса r согласно уравнению

$$H_k = 2\alpha \cos \theta / (r g \rho_w), \quad (4.4)$$

где g — ускорение свободного падения; ρ_w — плотность жидкости (для воды $\rho_w = 1$).

При полном смачивании (при $\theta = 0^\circ$ и плотности жидкости $\rho_w = 1$) и при замене α и g соответствующими числовыми значениями для воды уравнение (4.4) принимает вид

$$H_k = 0,15/r = 0,3/d, \quad (4.5)$$

где d — диаметр поры.

Это уравнение известно как *формула Жюрена*. Оно показывает, что высота поднятия воды в капиллярной трубке обратно пропорциональна ее радиусу.

Водоподемная способность грунтов зависит от ряда факторов, среди которых наиболее важное значение имеют зерновой, агрегатный и минералогический состав грунта, сложение и слоистость его, а также степень первоначального увлажнения и др.

Пылеватые супеси и суглинки, обладающие мелкими порами, особенно если они уплотнены, характеризуются значительной высотой капиллярного поднятия, однако меньшей, чем может быть получена расчетом, исходя из размеров их пор. Движение капиллярной воды в таких грунтах происходит весьма медленно.

В глинах, особенно при сильном их уплотнении, характеризующихся наиболее тонкой волосной пористостью, капиллярное поднятие обычно не превышает 1,5...2 м. Это объясняется сильным набуханием глинистых частиц, повышением вязкости воды в тонких порах, наличием в них заземленного воздуха и др. Вода при этом, покрывая тонкой пленкой глинистые частицы или их микроагрегаты, как бы закупоривает (кольматирует) тончайшие волосные промежутки между ними (рис. 4.5). По этой причине в действительности наибольшая высота капиллярного поднятия наблюдается в грунтах, средних по зерновому составу и с неплотным сложением (в покровных суглинках и лёссовых грунтах). В таких грунтах капиллярная вода поднимается на высоту 2...3 м в течение 6...12 мес.

Большие различия в высоте капиллярного поднятия воды и скорости ее передвижения в разных грунтах могут вызываться влиянием коллоидно-химических свойств грунта, наличием в грунте обменного натрия или кальция, гумусовых веществ или водорастворимых солей. Так, присутствие в грунте обменного натрия (в солон-

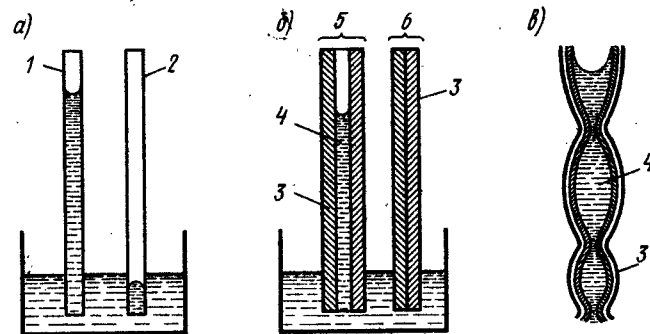


Рис. 4.5. Схема перемещения воды в капиллярах:

a — при наличии смачивания 1 и при отсутствии смачивания после обработки грунта гидрофобными поверхностно-активными веществами; 2 — при наличии в капилляре свободной воды 5 и в случае полного заполнения (кольматации) капилляра связанной водой 6; b — кольматация тонких пор пленками связанной воды в четочном капилляре в условиях подвешенной влаги; 3 — связанная (пленочная) вода; 4 — капиллярная вода

цах) приводит к разрушению микроагрегатов грунта, вызывает сильное набухание глинистых частиц в воде, в результате чего мельчайшие поры заполняются пленками прочно связанной воды, что приводит к прекращению капиллярного передвижения воды.

Перемещение влаги в грунтах земляного полотна или в основаниях дорожных одежд, происходящее по капиллярам, можно устранить путем искусственного введения в грунт гидрофобных поверхностно-активных веществ, придающих несмачиваемость (гидрофобность) стенкам пор грунта (рис. 4.5).

Наиболее распространенный способ сравнительного определения водопроницаемости заключается в непосредственном наблюдении за капиллярным поднятием воды в грунте с нарушенной естественной структурой. Грунт после его размельчения загружают в высокую (до 2 м) стеклянную трубку, нижний конец которой закрывают тонкопористой сеткой или марлей, погружают в сосуд, уровень воды в котором поддерживают постоянным на протяжении всего опыта. При этом проводится наблюдение за высотой и скоростью капиллярного поднятия в исследуемом грунте, что заметно по его потемнению (рис. 4.6).

Капиллярную воду подразделяют на три вида: воду углов пор; капиллярно-подвешенную; собственно капиллярную.

Вода углов пор, или заземленная (стыковая) вода, может быть также названа капиллярно-разобщенной водой. Суженные участки, занимаемые водой углов пор, обычно изолированы друг от друга и занимают незначительное пространство по отношению ко всему объему пор. В порах находится больше воздуха, чем воды, и он свободно перемещается в грунте.

Капиллярно-подвешенная вода чаще всего встречается в песках и образуется при промачивании толщи грунта сверху. Подвешенная вода отличается от собственно капиллярной тем, что она не имеет непосредственной связи с уровнем грунтовых

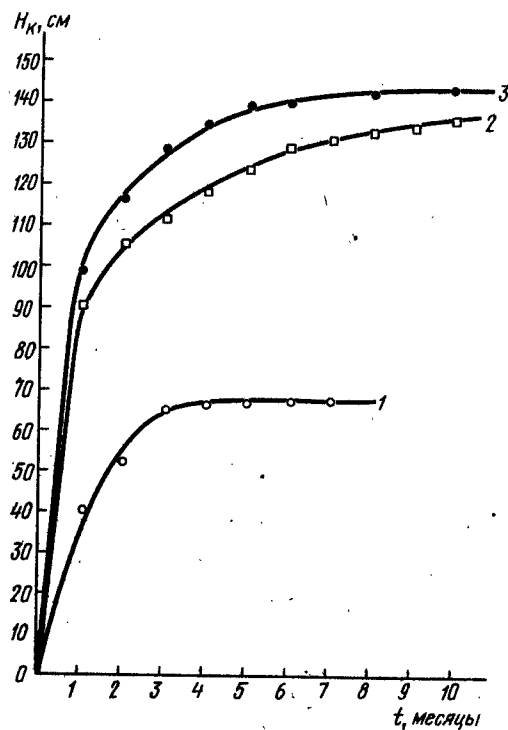


Рис. 4.6. Высота капиллярного поднятия воды в грунтах в зависимости от времени t : 1 — сулесь легкая крупная; 2 — суглинок тяжелый пылеватый; 3 — глина покровная пылеватая

вод и поэтому не может питаться ими. Подвешенная вода способна к восходящему передвижению в жидкой форме в случае испарения влаги в поверхностном слое промоченного грунта.

Собственно капиллярная вода передвигается кверху от уровня грунтовых вод либо в стороны, и при просыхании грунта ее запас всегда пополняется за счет подсоса воды с нижележащего горизонта грунтовых вод I (ГВ-1). Влага над зеркалом грунтовых вод (слой II, рис. 4.7) заполняет поры грунта и является капиллярно-подпертой. По мере удаления от зеркала грунтовых вод все большее количество (слой III, рис. 4.7) крупных пор окажется незаполненным водой, как это схематически показано на рисунке. В связи с этим влажность грунта по мере удаления от зеркала грунтовых вод постепенно уменьшается. Вся та часть грунтовой толщи, в пределах которой обнаруживается капиллярно-подпертая влага, непосредственно связанная с грунтовой водой, называется капиллярной каймой (КК) грунтовой воды (слой II, рис. 4.7).

Количество капиллярно-подпертой воды, как видно из кривой (рис. 4.7, а), которое может удерживаться в пределах капиллярной каймы для определенного объема грунта, может быть различным. Чем больше расстояние от зеркала грунтовой воды, тем меньше количество капиллярно-подпертой воды, а следовательно, тем меньше влажность грунта в данном объеме. Из этого следует, что так называемая капиллярная влагоемкость грунта, соответствующая капиллярному насыщению грунта, не является постоянной величиной. Помимо мощности слоя величина капиллярной влагоемкости (КВ) зависит от высоты над зеркалом грунтовой воды, на которой находится этот слой грунта. Чем меньше высота, тем больше величина капиллярной влагоемкости.

Если уровень грунтовых вод (ГВ-1) понизится до глубины, обозначенной на рис. 4.7, то соответственно опустится вниз и капиллярно-подпертая влага и верхняя граница капиллярной каймы займет положение КК-2 вместо КК-1 (рис. 4.7, а).

Передвижение воды в грунтах под суммарным

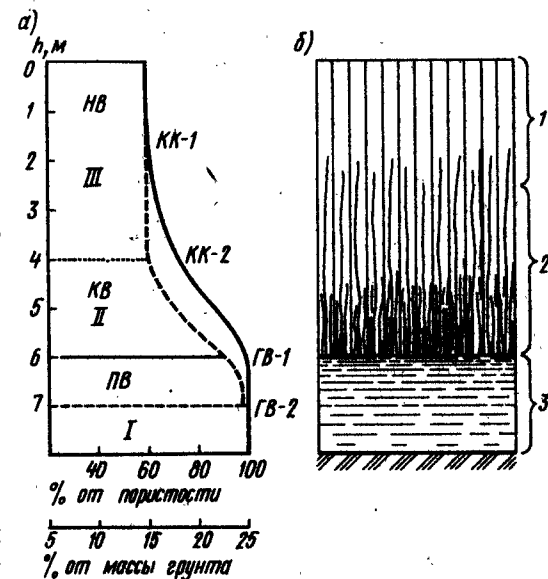


Рис. 4.7. Схема распределения влаги в промоченной однородной толще грунта (по А. А. Роде): а — влажность грунта в % от общей пористости и от массы грунта; б — схематическое распределение влаги в капиллярах разного размера; 1 — подвешенная влага; 2 — капиллярная кайма; 3 — водоносный горизонт

действием капиллярных сил и сил впитывания пленочной влаги играет большую роль в накоплении влаги в земляном полотне. На некоторой высоте от уровня грунтовых вод под влиянием указанных сил может происходить увеличение влажности грунта выше границы раскатывания. При этом грунт переходит в пластичное состояние и устойчивость его под нагрузкой значительно снижается.

Для ограничения увеличения влажности в верхних слоях земляного полотна в результате подсосывания воды снизу (от уровня грунтовых вод) необходимо обеспечить достаточное возвышение бровки земляного полотна над уровнем грунтовых вод или же исключить капиллярный подсос воды путем устройства капиллярно-прерывающих прослоек из крупнозернистых материалов. Толщина этих прослоек должна быть в 2...3 раза больше размера наиболее крупных частиц, составляющих эти материалы.

4.5. Перемещение воды в грунтах. Поровое давление

Содержащиеся в грунтах разные формы воды, за исключением воды, находящейся в твердом виде (лед в мерзлых грунтах) или входящей в кристаллизационные решетки минералов, при известных условиях способны перемещаться в толще грунта. В крупных порах наиболее быстро происходит просачивание свободной (гравитационной) воды по порам грунта под влиянием силы тяжести.

Свободную воду подразделяют на гравитационную просачивающуюся и воду грунтового потока. Скорость передвижения в мелких порах медленнее, чем в крупных. Свободная вода просачивается до уровня грунтовых вод, если только ее запас не будет израсходован на заполнение мелких капиллярных пор, что наблюдается при ее просачивании через слои грунта с малой влажностью. При просачивании через грунт вода, движущаяся по порам, обтекая отдельные частицы грунта, оказывает на них давление и стремится увлечь их с собой. Если фильтрующаяся вода выходит на поверхность грунта, она постепенно размывает грунт, увлекая его с собой (явление суффозии).

Возникает *поровое*, или *гидродинамическое*, давление — внутренняя сила, распределенная по всему объему грунта в зоне фильтрации воды. Для установления гидродинамического давления рассмотрим случай фильтрации через слой грунта воды, просачивающейся по уклону (рис. 4.8.). Вырежем из него мысленно в на-

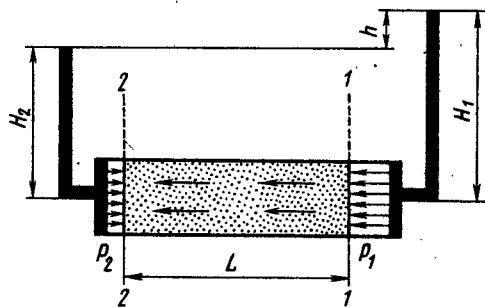


Рис. 4.8. Схема фильтрации воды

правлении течения воды цилиндр с площадью основания ω и длиной L .

Давление воды на сечение 1 — 1 равно

$$p_1 = H_1 \rho_w \omega, \quad (4.6)$$

где $\rho_w = 1$ — плотность воды.

Давление на сечение 2 — 2

$$p_2 = H_2 \rho_w \omega. \quad (4.7)$$

Сопротивление просачиванию воды, равное фильтрационному давлению, распределено по всему объему грунта. Отсюда фильтрационное давление, приходящееся на единицу объема:

$$(p_1 - p_2) / (L\omega) = (H_1 - H_2) \rho_w / L. \quad (4.8)$$

В этом выражении $(H_1 - H_2) / L = I$ — гидравлическому градиенту потери напора на единицу длины пути фильтрации.

Отсюда величина фильтрационного давления на единицу объема грунта водоносного слоя

$$p_d = \rho_w I. \quad (4.9)$$

Весьма характерно, что в полученное выражение не входит коэффициент фильтрации грунта, поэтому гидродинамическое давление действует на скелет практически водонепроницаемых грунтов, например глин с весьма низким коэффициентом фильтрации. Это обстоятельство приходится учитывать при оценке напряженного состояния грунтовых вод.

Токи воды, фильтрующейся через грунт, встречают сопротивление со стороны грунтового скелета, в связи с чем происходит постепенное падение напора фильтрующейся воды и уменьшение скорости фильтрации. Для многих задач инженерной практики большое значение имеет установление путей фильтрации в теле сооружения и скоростей фильтрации. Если в продольном сечении потока грунтовых вод соединить кривыми все точки с равными напорами, то получится система линий равных напоров — *эквипотенциальных линий*. Движение воды между эквипотенциальными линиями происходит по кратчайшему направлению от линий с большим напором к линиям с меньшим на-

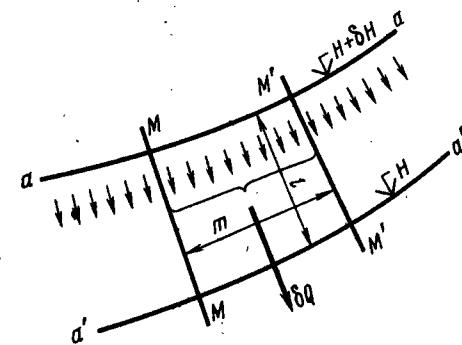


Рис. 4.9. Гидродинамическая сетка (стрелками показано направление течения воды):

$a-a'$ и $a'-a'$ — эквипотенциальные линии; $M-M'$ и $M'-M'$ — линии тока

пором. Траектория течения воды — линии тока пересекают эквипотенциальные линии под прямыми углами, образуя ячейки гидродинамической сетки (рис. 4.9). Построение гидродинамической сетки для любого случая фильтрации позволяет найти расход воды и гидродинамическое давление в разных точках поперечного сечения, что имеет большое значение для оценки устойчивости грунтовых сооружений.

4.6. Негравитационные виды перемещения воды в грунтах

Наряду с перемещением воды под действием силы тяжести в грунтах происходят перемещения воды, причиной которых являются силы адсорбции воды на поверхности частиц и изменения этих сил под влиянием возникающей в грунте разности электрических потенциалов.

Негравитационное перемещение воды во многих случаях происходит в направлении менее увлажненных зон грунта, способствуя их переувлажнению, особенно в период охлаждения грунтового массива.

Для водного режима земляного полотна автомобильных дорог большое значение имеет увлажнение капиллярной водой, поступающей в горизонтальном направлении из боковых канав. Перемещение капиллярной воды в вертикальном или наклонном вверх направлении происходит всегда с равномерно убывающей скоростью. Чем больше размер капиллярных пор, тем быстрее идет передвижение по ним воды, но при этом силы капиллярного всасывания становятся все меньше и высота капиллярного поднятия воды с увеличением размера пор уменьшается (см. рис. 4.6). При среднем размере пор более 0,1 мм силы капиллярного поднятия практически сводятся к нулю и вода в таких промежутках перемещается только под действием силы тяжести.

Весьма характерно перемещение воды в капиллярно-насыщенной зоне над уровнем грунтовых вод в направлении их продольного уклона. В некоторых случаях неучет этого явления приводит к фильтрации воды через плотины при недостаточной высоте замыкающего глиняного ядра или к плохой работе прерывающих дренажей на откосах (рис. 4.10).

В опытах проф. А. Я. Тулаева по изучению капиллярной проводимости разных грунтов было установлено, что расход в зоне капиллярного водонасыщения для песков составлял 0,3 от фильтрационного. В сильно уплотненных глинах капиллярное перемещение воды практически не происходит.

Перемещение влаги в парообразном состоянии. В естественных условиях вследствие разности температур в зоне аэрации в течение всего года происходит передвижение водяных паров в порах грунта. Водяные пары передвигаются в грунтах по порам из мест с большей упругостью пара в места с меньшей его упругостью. В природных условиях летом грунты в верхних слоях бывают нагреты больше, чем на глубине, поэтому водяные пары передви-

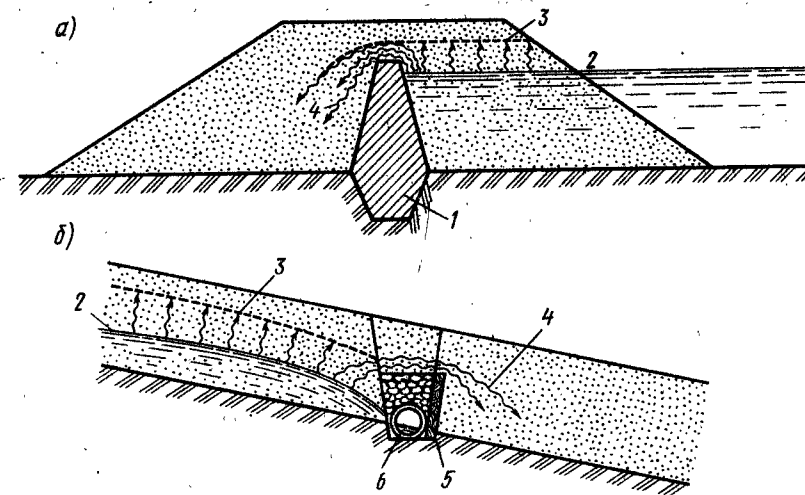


Рис. 4.10. Примеры фильтрации воды в зоне капиллярного поднятия:
а — обтекание имеющего недостаточную высоту водонепроницаемого ядра в плотине; б — обтекание прерывающего дренажа на косогоре; 1 — водонепроницаемое ядро; 2 — горизонт воды; 3 — граница капиллярного насыщения; 4 — движение капиллярной воды; 5 — изолирующая глиняная прослойка; 6 — дренажная труба

гаются сверху вниз и, конденсируясь на некоторой глубине, увеличивают запас влаги в грунте (явление подземной росы). Зимой, наоборот, вследствие охлаждения поверхности грунта происходит передвижение водяного пара из его нижних слоев, имеющих положительную температуру, в верхние слои с отрицательной температурой. Это приводит к накоплению влаги в верхних слоях при их промерзании, особенно в пылеватых неуплотненных грунтах, обладающих хорошей воздухопроницаемостью.

Водяной пар может также конденсироваться в грунте, поступающая из атмосферы, когда упругость водяных паров в воздухе становится больше, чем в грунтовой толще. Количество воды, поступающей этим путем в грунт, может достигать 100 мм в год.

Перемещение в грунте паров возможно в зоне, имеющей влажность, меньшую полной капиллярной влагоемкости, когда мениски, образующиеся в контактах грунтовых частиц, закрывают поры, по которым происходят конвекционные токи воздуха.

4.7. Водопроницаемость грунтов

Под водопроницаемостью грунтов подразумевают обычно способность их пропускать через свою толщу воду под влиянием силы тяжести. Однако в более широком смысле можно говорить и о проницаемости грунтов при других видах перемещения влаги — капиллярном, пленочном, парообразном и электроосмотическом. Во

всех случаях влага в том или ином виде перемещается по порам грунта (или по образующим их «стенкам» из грунтовых частиц) под действием возникающего в ней напора.

Водопроницаемость является чрезвычайно важным свойством грунтов. Ее необходимо учитывать при использовании грунта для возведения насыпей, при устройстве водоотводных и осушительных (дренажных) сооружений, при расчетах скорости уплотнения грунта под нагрузкой и др. Наиболее изучено движение воды под действием гидростатического напора.

Наблюдения показывают, что движение воды через грунты, даже крупнозернистые, является ламинарным. Только в крупнообломочных каменных набросках и трещиноватых грунтах может возникать турбулентный режим фильтрации.

Повышение содержания в грунте пылеватых и глинистых частиц приводит к резкому понижению водопроницаемости грунта (табл. 4.2).

Зерновой состав грунта без учета других показателей (например, его сложения, плотности и др.) не может характеризовать его водопроницаемость. Значительное влияние на водопроницаемость грунтов оказывают их агрегатность (структурность) и сложение.

При малых значениях гидравлического градиента фильтрующаяся вода не может преодолеть вязкого сопротивления смещения водных пленок, обволакивающих частицы грунтов и практически закрывающих тонкие поры между частицами.

Самые тяжелые по зерновому составу глинистые грунты могут оказаться водопроницаемыми, если они обладают резко выраженной прочной против размокания структурой и крупнопористым сложением. Так, например, просадочные лёссы имеют коэффициент фильтрации до 8,5 м/сут. При замачивании и уплотнении они могут снизить коэффициент фильтрации до 0,001 м/сут.

Если присутствуют соли, свертывающие коллоидные частицы грунта, то водопроницаемость глинистого грунта увеличивается. Соли же, способствующие распаденению грунтовых агрегатов на

отдельные элементарные частицы (например, сода в слабых растворах), могут вызвать почти полное прекращение фильтрации воды.

Водопроницаемость грунтов значительно зависит от степени их уплотнения. Опыты показывают, что коэффициент фильтрации при уплотнении грунта изменяется в линейной зависимости от коэффициента пористости. В сильно уплотненных глинистых грунтах тонкие поры между частицами заполнены замкнутой капиллярной и связанной водой. При малых значениях гидравлического градиента фильтрующаяся вода не может преодолеть вязкого сопротивления смещения водных пленок, адсорбированных на грунтовых частицах и практически закрывающих тонкие поры между частицами и находящихся в порах пузырьков заземленного воздуха. Движение ее через грунт оказывается возможным лишь при превышении критического значения гидравлического градиента, которое называют начальным градиентом. До этого значения коэффициент фильтрации ничтожно мал, и грунты можно считать практически водонепроницаемыми.

При градиентах, превышающих начальный, скорость фильтрации подчиняется линейной зависимости

$$v = k_{\phi}(I - I_{нач}). \quad (4.10)$$

Начальный градиент для глинистых грунтов колеблется в пределах от 10 до 70. Значения его тем выше, чем больше влажность и степень уплотнения грунта. Влияние начального градиента приходится учитывать при расчетах осадок сооружений на водонасыщенных илистых и глинистых основаниях (см. § 12.5).

4.8. Методы экспериментального определения коэффициента фильтрации грунтов

Экспериментальное определение коэффициентов фильтрации грунтов производят в лаборатории и в полевых условиях. Во всех случаях измеряют количество воды, просочившейся через грунт за определенное время, а затем, подставляя его в формулы водопроницаемости, вычисляют коэффициент фильтрации.

Примером совершенных и универсальных приборов для определения коэффициента фильтрации песчаных грунтов является прибор СоюздорНИИ (ПКФ) для испытания песков как нарушенного (от самого рыхлого сложения до максимальной плотности песка при стандартном уплотнении) так и ненарушенного (естественного) сложения песчаного грунта (рис. 4.11). Испытание можно производить при постоянных гидравлических градиентах от 0,1 до 1,0.

Для определения коэффициента фильтрации песка ненарушенного сложения отбирают монолиты песчаного грунта в цилиндры фильтрационной трубки, задавливая их в грунт с помощью пробоборника (в шурфах, резервах) или грунтоноса (в скважинах).

Таблица 4.2. Значения коэффициентов фильтрации для различных грунтов

Грунт	Эффективный диаметр частиц, мм	Коэффициент фильтрации, м/сут	Грунт	Эффективный диаметр частиц, мм	Коэффициент фильтрации, м/сут
Песок:			Торф	—	0,065
речной	0,12	10,2	Пылеватый грунт	—	0,00008
дюнный	0,19	15,9	Глина:		
речной	0,14	16,4	пылеватая	—	0,000009
»	0,22	34,4	жирная	—	0,0000005
»	0,28	52,8			
слюдистый, пластичный	0,49	11,2			

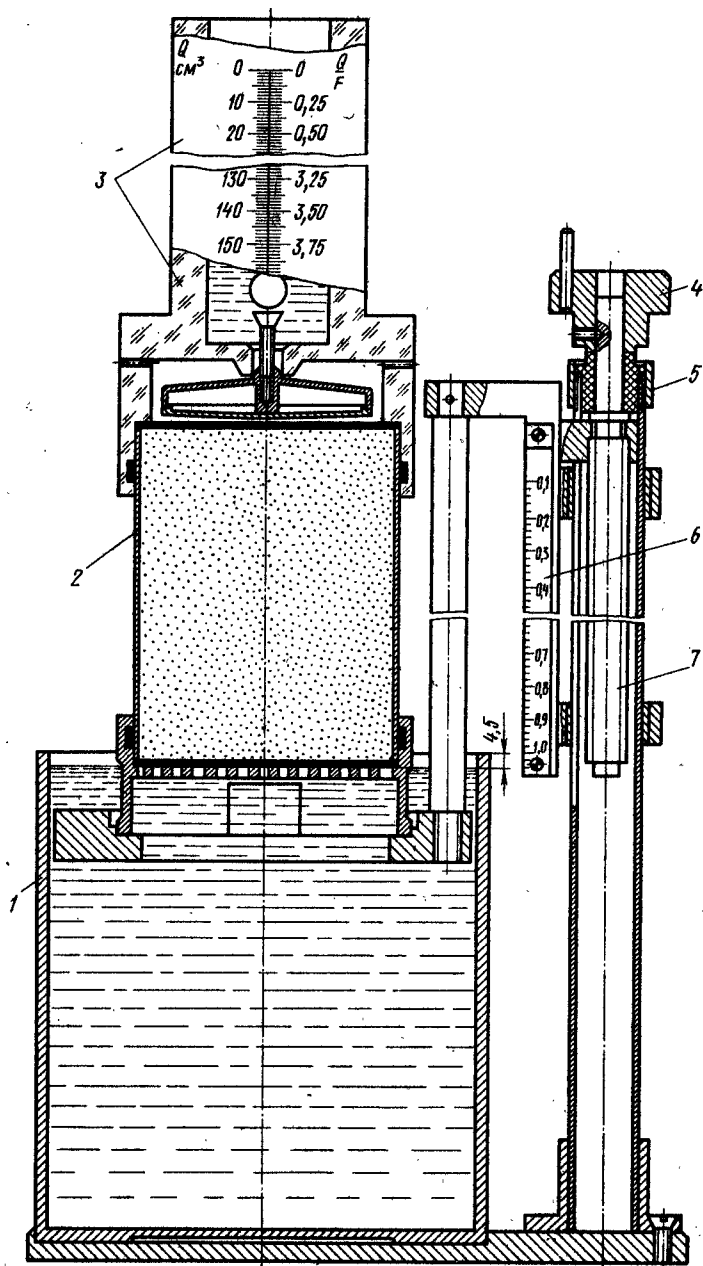


Рис. 4.11. Прибор СоюздорНИИ для определения коэффициента фильтрации песков:

1 — корпус прибора; 2 — фильтрационный цилиндр; 3 — мерный сосуд со шкалой; 4 — штурвал; 5 — втулка; 6 — механизм для установки гидравлического градиента со шкалой; 7 — винтовое телескопическое приспособление

Коэффициент фильтрации определяют расчетом по формуле

$$k_{\phi} = Q \cdot 864 / (tFi), \quad (4.11)$$

где Q — расход воды, см³; t — продолжительность фильтрации воды, с; 864 — переводной коэффициент из см/с в м/сут; $F=400$ см² — площадь поперечника сечения цилиндра; i — гидравлический градиент. Найденный при испытаниях коэффициент фильтрации (в м/сут) приводят к коэффициенту при температуре 10°C, вводя поправку

$$k_{\phi 10} = (0,7 + 0,03\Theta)k_{\phi}, \quad (4.12)$$

где Θ — температура фильтрующей воды.

Испытания суглинистых и глинистых грунтов таким способом вести невозможно, и их коэффициент фильтрации определяют компрессионными приборами, сжимая водонасыщенный грунт между пористыми камнями нагрузки, достигающими нескольких килограммов на 1 см². Измеряют продолжительность действия нагрузки и соответствующее ему уменьшение толщины образца, вызванное удалением воды.

В условиях естественного залегания грунтов водопроницаемость зависит не только от их зернового состава, но и от сложения, трещиноватости, наличия ходов, проложенных животными. Для определения средней величины коэффициента фильтрации используют методы откачки или нагнетания. При высоком стоянии уровня грунтовых вод откачивают воду из одной буровой скважины и контролируют уровень грунтовых вод в смежной (рис. 4.12). После установления постоянного уровня грунтовых вод по измеренной кривой поверхности грунтовых вод (кривой депрессии) определяют расчетом коэффициент по формуле

$$k_{\phi} = \frac{q}{\pi} \frac{\ln(x_1/x_2)}{z_1 - z_2}, \quad (4.13)$$

где q — расход воды в единицу времени.

При методе нагнетания заливают воду в буровую скважину, поддерживая ее уровень постоянным. Через некоторое время открывают шурф и измеряют размеры зоны водонасыщенного грунта.

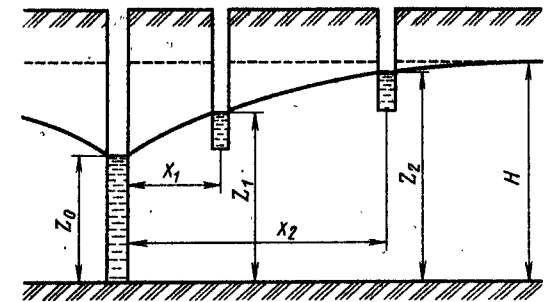


Рис. 4.12. Схема к определению коэффициента фильтрации методом откачки:

H — толщина водонасыщенного слоя; z_0 — уровень воды в скважине; z_1 и z_2 — уровень воды в контрольных скважинах; x_1 и x_2 — расстояние контрольных скважин от основной скважины

4.9. Тепловые свойства грунтов

Тепловой режим толщ грунтов в земляном полотне и в основаниях искусственных сооружений оказывает большое влияние на их устойчивость. Существует целый ряд инженерных мероприятий по проектированию дорожных одежд и земляного полотна автомобильных дорог для регулирования теплового режима. При характеристике теплового режима грунтов необходимо знать теплоемкость, теплопроводность и температуропроводность грунтов.

Теплоемкость грунтов — величина переменная и характеризует способность грунтов поглощать тепловую энергию при теплообмене. Теплоемкость является одной из основных характеристик при теплотехнических расчетах. Ее величина зависит от состава и влажности грунта.

Различают объемную и удельную (весовую) теплоемкость грунтов. *Удельная теплоемкость* c численно равна количеству теплоты, которое необходимо сообщить единице массы грунта для изменения его температуры на 1°C при отсутствии фазовых переходов воды. Ее размерность — Дж/(кг · К). *Объемная теплоемкость* численно равна количеству теплоты, необходимому для изменения температуры 1 см^3 грунта на 1°C . Размерность ее — Дж/(м³ · К).

Чаще всего определяют удельную (весовую) теплоемкость грунтов, так как она является более постоянной величиной.

Теплоемкость грунтов как многофазных систем определяется теплоемкостью их твердой, жидкой и газообразной составляющих и зависит от минералогического состава и содержания органических веществ. Теплоемкость грунтов определяют с большой точностью в калориметрах.

Удельная теплоемкость c у большинства минералов составляет 0,71...0,92 кДж/(кг · К). У сухих торфов и гумусированных почв $c=0,8...2,1$ кДж/(кг · К). Теплоемкость влажных грунтов всегда значительно выше теплоемкости сухих грунтов того же состава.

Скорость передачи теплоты в грунтах также зависит от их влажности. Для характеристики распространения теплоты в грунтах принято пользоваться двумя величинами: теплопроводностью и температуропроводностью.

Теплопроводность грунтов характеризует их способность проводить теплоту. Степень проводимости теплоты грунтом оценивается коэффициентом теплопроводности λ [Вт/(м · К)], представляющим собой величину, равную количеству теплоты, переносимому в единицу времени через единицу площади при температурном градиенте, равном 1. Для большинства минералов, составляющих твердую фазу грунта, λ составляет 0,84...2,52 Вт/(м · К). Теплопроводность воды равна 0,59 Вт/(м · К), льда — $\sim 2,1$ Вт/(м · К), воздуха — 0,021 Вт/(м · К).

Теплопроводность грунтов резко возрастает с увеличением их влажности, поскольку теплопроводность воздуха, замещаемого водой в порах грунта, примерно в 30 раз меньше теплопровод-

ности воды. При полном заполнении всех пор водой теплопроводность для данного грунта достигает наибольшего значения. Теплопроводность существенно зависит от плотности и пористости грунтов. Чем меньше плотность, тем больше пористость грунта, тем менее плотно прилегают частицы друг к другу и тем меньше становится его теплопроводность.

Искусственное уплотнение грунтов приводит к увеличению их теплопроводности. Существенное изменение теплового режима дорожной одежды и земляного полотна происходит при очистке снега проезжей части автомобильных дорог в зимнее время.

Температуропроводность грунтов характеризует скорость распространения температуры вследствие поглощения или отдачи теплоты. Под температуропроводностью понимают изменение температуры 1 см^3 грунта, вызванное поступлением некоторого количества теплоты, протекающего за 1 с через 1 см^2 поперечного сечения при разности температур, равной 1° , на расстоянии 1 см. Она оценивается коэффициентом температуропроводности a (м²/с), который численно равен теплопроводности грунта с объемной теплоемкостью c_v , равной единице:

$$a = \lambda / c_v. \quad (4.14)$$

Температуропроводность грунтов, так же как и их теплопроводность, находится в зависимости от соотношения твердой, жидкой и газообразной фаз грунта. Структурные особенности и сложение грунта, состояние влажности и температура при этом также существенно влияют на эти тепловые характеристики грунта.

4.10. Водный и тепловой режим поверхностной толщ грунтов и земляного полотна

Содержание в грунте влаги и воздуха и его температура могут изменяться даже в течение суток (на поверхности грунта и на небольшой глубине — 20...50 см). Значительные колебания влаги и температуры грунта в более глубоких слоях наблюдаются в различные периоды года. Изменчивость этих величин оказывает огромное влияние на физические и механические свойства толщ грунтов и земляного полотна.

Изменения температуры грунтов приводят обычно к изменениям их влажности, поскольку в процессах перераспределения (миграции) влаги большую роль играют температурные градиенты. Поэтому при изучении закономерностей изменений влажности и температуры грунтов часто пользуются обобщенным понятием о водно-тепловом режиме грунта, рассматривая изменения температуры и влажности совместно.

Водный режим складывается из процессов поступления, расхода и передвижения влаги в грунтовой толще и земляном полотне. Для поверхностных слоев грунта в условиях естественного залегания, по Г. Н. Высоцкому, характерны три типа водного режима:

1) *промывной* — количество поступающих в грунт осадков превышает величину испарения и поступления воды из нижележащих слоев грунта. Вода просачивается до уровня грунтовых вод. Такой водный режим характерен для северных районов страны с избыточным увлажнением;

2) *непромывной* — количество проникающей в грунт воды недостаточно для насыщения всей толщи грунта до уровня глубоко расположенных грунтовых вод. Вблизи дневных поверхностей образуется горизонт подвешенной капиллярной влаги. Между слоем, подвергающимся ежегодному промачиванию, и капиллярно-увлажненным грунтом над уровнем грунтовых вод расположен слой грунта с постоянной низкой влажностью. Непромывной тип увлажнения характерен для степных районов недостаточного увлажнения;

3) *выпотной* — испарение превышает количество выпадающих осадков. Испаряющаяся вода подтягивается из горизонта грунтовых вод по капиллярам и в виде водяных паров. Такой водный режим характерен для степных и пустынных районов, для мест с близким залеганием грунтовых вод (солончаки).

Тип водного режима определяет в основном характер почвообразовательного процесса (см. § 5.3).

Важнейшими факторами, влияющими на изменение влажности грунтов поверхностного слоя, являются: климатические условия местности; колебания температуры в теле земляного полотна; свойства слагающих его грунтов; уровень грунтовых вод с учетом его колебания в течение года; степень минерализации (засоленность) воды, заполняющей поры грунта.

При строительстве автомобильной дороги существенно меняется водный режим прилегающей местности в более благоприятную сторону, при этом земляное полотно приобретает стабильность.

При недостаточном возвышении земляного полотна или его уплотнении происходит увеличение влажности грунтов в период зимнего промерзания с образованием водяных прослоек. При замерзании влажного грунта увеличивается объем его и происходит поднятие поверхности грунта — пучение. Величина пучения характеризуется коэффициентом пучения — отношением величины поднятия грунта h к глубине его промерзания z , выраженным в процентах.

Наблюдения многих советских исследователей за изменением в течение года температуры и влажности верхних слоев земляного полотна показали, что в лесной и лесостепной зонах на участках, где возможно подтягивание в зону промерзания капиллярной, пленочной и парообразной воды, существует четко выделенный годовой цикл изменения влажности и температуры грунтов верхних слоев земляного полотна. По проф. А. Я. Тулаеву, в нем можно выделить следующие стадии.

1. Осенняя стадия начального повышения влажности верхних слоев земляного полотна в результате впитывания атмосферных осадков и недостаточного испарения. В песчаных грунтах боль-

шая часть выпадающих осадков (сверх идущей на капиллярное увлажнение) просачивается в глубину. В связных грунтах просочившаяся вода в связи с малой их водопроницаемостью скапливается в верхних горизонтах.

2. Стадия промерзания грунта, сопровождающаяся накоплением в верхних слоях земляного полотна влаги, перемещающейся из более глубоких слоев под действием отрицательных температур. Как показали данные многочисленных наблюдений, можно считать, что скорость промерзания подчиняется эмпирической зависимости

$$H_{\text{пр}} = \sqrt{2at}, \quad (4.15)$$

где $H_{\text{пр}}$ — глубина промерзания; a — коэффициент, зависящий от климатических условий; t — количество дней с момента установления средней отрицательной температуры -5°C .

При благоприятных грунтово-геологических условиях коэффициент пучения не превышает 2...3%, в особенно неблагоприятных случаях может достигать 15%.

3. Весенняя стадия оттаивания, максимального влагонасыщения и снижения прочности начинается с установления положительных температур на поверхности. Влажность грунта резко увеличивается за счет воды, поступающей при таянии образовавшихся зимой ледяных прослоек; иногда влажность приближается к границе текучести. Наибольшая потеря прочности грунтом соответствует периоду оттаивания примерно до половины глубины промерзания.

4. Период просыхания верхних слоев земляного полотна в результате просачивания избыточной влаги через откосы, испарения, гидратации грунтовых частиц, обезвоженных процессами зимней миграции.

Сроки наступления перечисленных этапов водно-теплового режима земляного полотна существенно зависят от погодных условий и климата местности и поэтому они могут смещаться в ту или другую сторону.

В целях предупреждения пучин на дорогах разработан ряд приемов, препятствующих интенсивному зимнему влагонакоплению: интенсивное уплотнение грунта в земляном полотне, понижение уровня грунтовых вод, прерывание подтягивания воды водонепроницаемыми прослойками, устройство теплоизолирующих слоев, ограничивающих промерзание грунта верхних слоев земляного полотна, понижение температуры замерзания воды в теле земляного полотна растворами гигроскопических солей, замена пучиноопасных пылеватых грунтов непучинящими крупнозернистыми и др.

В последние годы в Советском Союзе и ряде зарубежных стран ведутся исследования по изучению применения пенопластов и других теплоизолирующих веществ, устраняющих промерзание земляного полотна, а следовательно, его пучение в зимний период и снижение прочности в весенний период.

ГРУНТЫ СССР И ИХ РАСПРОСТРАНЕНИЕ

ГЛАВА 5

ХАРАКТЕРНЫЕ ГРУНТЫ СССР И ДОРОЖНО-КЛИМАТИЧЕСКОЕ РАЙОНИРОВАНИЕ

§ 5.1. Классификация грунтов по их генезису и свойствам

Весьма существенной специфической особенностью дорожного и аэродромного строительства является широкое использование разнообразных грунтов (горных пород и почв) для устройства земляного полотна и дорожных одежд. Для правильного использования грунтов в строительных целях очень важное значение имеет научно обоснованное классифицирование грунтов по ряду ведущих признаков.

Широкое распространение получила общая инженерно-геологическая классификация грунтов, предложенная в 1957 г. Е. М. Сергеевым, В. А. Приклонским, П. Н. Панковым и Л. Д. Белым. Авторы исходили из принципа, что основными критериями при составлении общей инженерно-геологической классификации грунтов должны являться: геологические признаки (возраст, генезис и др.); химико-минералогические и петрографические признаки; физическое состояние; атмосферная стойкость; механическая прочность и деформируемость грунта.

В основе такой классификации должны лежать общеизвестные группы пород, которые одновременно являются важнейшими генетическими и петрографическими группами (магматические, метаморфические и осадочные породы). Наряду с этим в рассматриваемой классификации должны быть найдены место широко распространенные в природе почвы и разнообразные по составу и свойствам искусственные грунты, являющиеся продуктом производственной деятельности человека. В классификации должны быть отражены не только генезис (происхождение) породы, например «эоловые пески», «аллювиальные русловые пески», но также и те изменения, которые претерпела порода в дальнейшем: ее цементация, засоленность и другие особенности структуры и свойств, влияющие на поведение и устойчивость грунта в инженерных сооружениях.

Общая инженерно-геологическая классификация грунтов в последующие годы была уточнена и расширена академиком Е. М. Сергеевым на основе использования указанных выше критериев. При этом были учтены результаты, обобщающие опыт многих исследователей, а также проектных и строительных организаций. Классификация грунтов, утвержденная Госстроем СССР, является обя-

зательной для применения при производстве инженерно-геологических изысканий, а также при проектировании и строительстве зданий и сооружений, в том числе автомобильных дорог и аэродромов (ГОСТ 25100—82 «Грунты. Классификация»).

В соответствии с указанной классификацией все разнообразные горные породы и почвы, встречающиеся в природе и используемые в строительных целях, называют грунтами. Все грунты разделяют на два основных класса: класс грунтов с жесткими (кристаллизационными или цементационными) структурными связями (класс скальных грунтов)*; грунты без жестких структурных связей (класс нескальных грунтов). Каждый из указанных классов грунтов по ряду признаков подразделяется на группы, типы, виды и разновидности.

При сооружении земляного полотна и дорожных одежд наибольшее значение (по масштабам применения) представляет правильный и всесторонний учет свойств и особенностей различных грунтов, характеризующихся отсутствием жестких структурных связей и поэтому относящихся к классу нескальных грунтов. В классе нескальных грунтов большое значение в виде большой распространенности имеют грунты, относящиеся к группе осадочных несцементированных. Эту группу грунтов подразделяют на три подгруппы: обломочные грунты, биогенные грунты и почвы.

Подгруппа обломочных грунтов, весьма широко распространенная в природе, в свою очередь подразделяется на крупнообломочные, песчаные, пылеватые, глинистые и лёссовые грунты.

Крупнообломочные и песчаные грунты (элювиальные, пролювиальные, делювиальные, аллювиальные, водно-ледниковые, ледниковые и другого происхождения) подразделяют на отдельные типы и виды с учетом (в основном) их зернового состава. Деление этих грунтов на типы и виды приводится в табл. 2.1.

Обломочные пылеватые и глинистые грунты (элювиальные, пролювиальные, делювиальные, аллювиальные, водно-ледниковые, ледниковые, озерные и другого происхождения) подразделяют на типы по числу пластичности I_p : супеси — $1 < I_p < 7$; суглинки — $7 < I_p < 17$; глины — $I_p > 17$.

Более дробное деление пылеватых и глинистых грунтов с учетом требований и особенностей дорожного строительства приведено в табл. 2.2.

Входящие в отдельную подгруппу биогенные грунты различного происхождения (озерные, болотные, озерно-болотные, аллювиально-болотные и др.) разделяют на следующие типы: сапропели; заторфованные песчаные, пылеватые и глинистые грунты; торфы различной степени разложения и зольности.

В отдельную подгруппу осадочных несцементированных грунтов

* Учитывая, что различные грунты, типы и виды класса скальных грунтов, характеризующиеся жесткими структурными связями (магматические, метаморфические, осадочные сцементированные и др.), редко используют в дорожном и аэродромном строительстве, скальные грунты в данной книге не рассматриваются.

выделены различные почвы (тундровые, подзолистые, болотные, лесостепные, черноземные, каштановые и др.).

В классе нескальных грунтов в качестве отдельной группы выделяют искусственные грунты (различного зернового состава). Эту группу грунтов разделяют на три подгруппы: 1) уплотненные в природном залегании; 2) насыпные; 3) намывные.

Искусственные грунты часто являются мелко обломочными или крупнообломочными отходами промышленности и в последние годы их применение для сооружения земляного полотна и конструктивных слоев дорожных одежд (в укрепленном виде) значительно увеличилось. В связи с необходимостью охраны природы и окружающей среды актуальность широкого рационального использования искусственных грунтов в дорожном и аэродромном строительстве возрастет еще в большей степени.

5.2. Типы грунтов, наиболее распространенных на территории СССР

В общей строительной классификации грунтов осадочные породы без жестких структурных связей выделены в отдельную группу, включающую весьма большой и разнообразный круг пород — от высокодисперсных глин до крупнообломочных пород. В большинстве случаев это наиболее молодые по возрасту породы, сформировавшиеся в четвертичный (антропогенный) период. В этот период коренные породы Русской равнины, Западно-Сибирской и Туранской низменности, а также ряда других районов нашей страны покрылись мощной толщей четвертичных отложений: моренными глинами и суглинками, водно-ледниковыми песками и крупнообломочными породами, лёссами и лёссовидными суглинками, подвижными песками, торфом и другими породами.

Отложения четвертичной системы как плащом покрывают земную поверхность, почти повсеместно скрывая под собой более древние, дочетвертичные, образования. Четвертичные отложения чаще всего являются естественными основаниями для инженерных сооружений, от качества которых во многом зависит конструкция фундаментов и прочность самих сооружений. Они же широко используются как материалы для насыпей, дамб, дорожных одежд и т. п. Ниже дается краткая характеристика наиболее распространенных типов четвертичных отложений.

Грунты ледникового происхождения образовались в период оледенений, происходивших в четвертичный период и характеризовавшихся периодическим наступлением и таянием ледника. Оледенение захватывало огромную территорию в северной части Европы и Азии. В результате этого на территории, лежащей к северу от линии Лондон — Краков — Житомир — Киев — Орел — Воронеж — Пенза — Казань — Серов, образовалась мощная толща грунтов (до 100 м и более) ледникового происхождения различного состава и свойств. Среди грунтов ледникового происхожде-

ния наиболее широко распространены: 1) моренные отложения (морёна); 2) флювиогляциальные (водно-ледниковые) отложения; 3) озерно-ледниковые грунты.

Моренные отложения представляют собой скопления обломков горных пород различной крупности и более тонкий суглинистый материал, находящийся как в массе ледника, так и вне его. Различают морены конечные и основные.

Грунты конечных морен заслуживают большого внимания, поскольку среди них часто встречаются скопления высококачественных дорожно-строительных материалов — валуны, гравийно-галечные и песчаные.

Основные морены отличаются весьма неоднородным зерновым составом и бывают представлены супесями, суглинками или глинами с включениями валунов, гальки и гравия различной крупности. Моренные отложения залегают неравномерной толщей мощностью от одного до нескольких десятков метров на территории СССР, когда-то покрытой ледником. В условиях естественного залегания моренные грунты характеризуются весьма большой плотностью. Так, плотность моренных суглинков равна обычно 2,0...2,2 т/м³, что составляет 1,05...1,10 их максимальной плотности при стандартном уплотнении.

Вследствие большой плотности, явившейся результатом многовекового уплотнения влажных грунтов давлением ледника, и наличия крупных включений каменных материалов (валунов, гравия) моренные грунты характеризуются высокой устойчивостью; практически они несжимаемы. В связи с этим моренные супеси, суглинки и глины являются весьма устойчивыми естественными основаниями.

Наряду с положительными качествами моренных грунтов как оснований следует отметить и их недостаток, проявляющийся при использовании этих грунтов как материала для возведения земляных сооружений (насыпей, плотин и др.). Содержащиеся в моренных отложениях крупные валуны (размером более 30 см) часто затрудняют применение обычных средств механизации для разработки выемок или карьеров и препятствуют равномерному уплотнению таких грунтов при возведении насыпей.

Флювиогляциальные отложения — это отложения тех временных рек и потоков, которые образовались в результате таяния ледников. Из флювиогляциальных отложений наиболее широко распространены грунты, образовавшиеся в результате отложений разливов талых ледниковых вод на территории, относительно удаленной от таявшего ледника. В этом случае более отсортированные тонкозернистые грунты отлагались в виде разнозернистых песков, супесей и пылеватых суглинков или глин. Последние называют обычно покровными суглинками и глинами, поскольку они как плащом покрывают ранее отложившиеся четвертичные образования.

В центральных районах европейской части СССР покровные суглинки и глины широко распространены и покрывают моренные отложения. Характерными особенностями этих суглинков и глин являются хорошая отсортированность частиц, малое содержание пес-

чанных частиц, отсутствие в них валунов и гравия, хорошо выраженная крупноореховая и призматическая структура в верхних слоях, затронутых процессом почвообразования, желто-бурая окраска и преобладание пылеватых частиц. Грунтовые дороги на покровных суглинках и глинах в сухое время года сильно пылят, а в периоды распутицы по ним нельзя проехать. При сильном увлажнении такие грунты быстро размокают, налипают на колеса автомобилей, образуя липкую грязь.

Лёсс и лёссовидные суглинки формируются при определенных условиях в окраинных зонах пустынь и прилегающих к ним обширных по территории степях, а также на горных склонах; они представляют собой своеобразный тип континентальных глинистых отложений. Лёссом называют малосвязную, легко растирающуюся между пальцами неслоистую породу палевого, палево-желтого или светло-желтого цвета, пронизанную тонкими вертикальными круглыми ходами, оставленными отмершими стеблями и корнями растений.

По ряду свойств и зерновому составу лёссы приближаются к покровным суглинкам. В них отсутствуют обычно песчаные частицы крупнее 0,25 мм, но зато преобладает фракция крупной и мелкой пыли (частицы 0,05...0,005 мм), содержание которой достигает 60...70% по массе.

Лёссы очень пористы и содержат карбонаты кальция в количестве 10...20% и более. Они характеризуются большой макропористостью, т. е. содержанием относительно крупных вытянутых в вертикальном направлении пор (канальцев), размер которых значительно превышает размер частиц, входящих в состав лёссов. Лёссы имеют характерную особенность давать просадку, уменьшаться в объеме при увлажнении с образованием характерных микроформ рельефа «степных блюдеч». Следует отметить, что при строительстве автомобильных дорог просадочность лёссовых оснований является отрицательным фактором, так как она может вызывать просадки насыпей, сплывы и оползание откосов глубоких выемок, различные деформации искусственных сооружений, возводимых на этих основаниях.

Вместе с тем просадочные лёссы являются превосходными материалами для возведений насыпей, поскольку разработка этих грунтов незатруднительна, а искусственное уплотнение до максимальной плотности при оптимальной влажности совершенно исключает просадочность. При разработке лёссовых грунтов и возведении из них насыпей коэффициент относительного уплотнения (по отношению к плотности грунта в резерве) иногда равен 1,20...1,25. Просадочные лёссовые грунты благодаря наличию карбонатов кальция, микроагрегатной структуре, относительно небольшой связности и легкой разрыхляемости хорошо укрепляются неорганическими (цементом, известью) и органическими (битумом, дегтем) вяжущими материалами.

В обнажениях лёссы образуют вертикальные стенки, обрывы. В местах лёссовых отложений обычно возникают глубокие овраги,

быстро растущие вглубь и в стороны из-за размывающего действия текучих вод.

Лёссы широко распространены на территории Украины, Западной Сибири, Казахстана, Узбекистана и других среднеазиатских республик, а также в Венгрии, Румынии и других странах. Площадь, покрытая лёссовыми породами, в Советском Союзе достигает 3,3 млн. км², что составляет около 14% континентальной части страны. Мощность лёссовых грунтов колеблется в широких пределах: на Украине — от 2 до 20 м, в Западной Сибири — от 5 до 90 м, в Средней Азии — от 40 до 50 м и более.

Песчаные грунты различного происхождения широко распространены на территории СССР. По данным Л. И. Прасолова, в СССР ими занята площадь около 1 млн. км². Особенно распространены пески эолового происхождения, встречающиеся преимущественно в юго-восточной части СССР (Прикаспийская и Туранская низменности). Почти 80% территории пустынь Каракум и Кызылкум занята эоловыми песками. Эоловые пески характеризуются отсутствием связности, неоднородной плотностью, преобладанием частиц размером 0,05...0,25 мм и отсутствием или малым содержанием глинистых частиц (менее 3%).

В песчаных пустынях выделяют пять основных форм рельефа: барханы, барханные гряды (цепи), грядовые пески, бугристые пески и песчаные равнины. В пустынных и полупустынных условиях пески, лишённые растительности, способны под действием ветра легко перемещаться (ветровая эрозия), образуя при этом весьма подвижные формы рельефа (барханы). В таких местах на дорогах часто возникают песчаные заносы. Борьба с песчаными заносами на автомобильных и железных дорогах представляет большие трудности.

Аллювиальные грунты обычно представлены гравийно-галечными отложениями, песком различной крупности, лёссовыми или илистыми образованиями, реже суглинками и глинами. Аллювиальными грунтами обычно сложены надпойменные террасы, поймы и русла. Мощность аллювиальных грунтов может колебаться в широких пределах: в долинах горных рек от нескольких сантиметров до 6 м; в долинах равнинных рек до 50 м и более.

При строительстве автомобильных дорог крупнообломочные и песчаные аллювиальные грунты представляют практический интерес и широко используются как основания под опоры мостов и как местные дорожно-строительные материалы.

Элювиальные грунты образуются в результате распада коренных скальных пород и накопления на месте глинистых веществ в коре выветривания. Обычно элювиальные грунты накапливаются на пологих горных склонах или плоскогорьях (плато), где отсутствует или сильно ослаблен поверхностный сток, а процессы химического выветривания протекают весьма интенсивно. Характер и свойства элювиальных грунтов весьма разнообразны и зависят от химического и минерального составов тех пород, в результате разрушения которых они образовались.

В горных районах Уральского, Яблоневого, Станового и других хребтов, в Карелии и на Украине в местах выхода магматических горных пород (гранит и др.) на поверхности часто залегают слои элювия, называемый дресвой. Дресва представляет собой слабо сцементированный крупнозернистый материал (2...20 мм), имеющий в естественных условиях довольно плотное сложение. Благодаря острореберности обломков, большой их прочности и способности к закатыванию и цементации дресва кристаллических пород является хорошим материалом для устройства дорожных оснований и покрытий облегченного типа.

Болота и их отложения (биогенные грунты) располагаются на участках земной поверхности, характеризующихся избыточным увлажнением верхних слоев горных пород, развитием болотной растительности и образованием торфа. Сухое вещество торфа состоит из неразложившихся растительных остатков: растительного волокна, продуктов их разложения в виде гумуса и минеральных веществ — золы (ее содержание не превышает 40%). Болота занимают огромные площади в Белоруссии, Карелии, на Украине, в Западной Сибири и других областях. Они сформировались в четвертичный период. По происхождению, характеру растительности и другим признакам болота делят на три вида: 1) верховые, питающиеся атмосферной водой; 2) низинные, питающиеся грунтовой, речной или озерной водой; 3) переходного типа, питание которых происходит за счет атмосферных и грунтовых вод.

Верховые болота развиты на водоразделах преимущественно в лесной зоне, характеризующейся большим количеством выпадающих атмосферных осадков (450...600 мм в год), малым испарением с поверхности почвы и невысокой средней годовой температурой (от -1 до $+3^{\circ}\text{C}$). Со временем на этих участках появляются влаголюбивые сфагновые мхи. Сфагновый мох влагоемкий (поглощает воды в 15...20 раз больше своей собственной массы; он впитывает почти всю воду, выпадающую в виде атмосферных осадков, и тем самым затрудняет проникновение воздуха в массу растительных остатков. В результате этого процесса разложение органических веществ протекает весьма слабо и происходит накопление сфагнового торфа.

Низинные болота образуются в низких местах (в долинах рек, на берегу озер, морей и т. д.), но иногда также на склонах в местах выхода грунтовых вод на дневную поверхность. Питание низинных болот в основном происходит за счет грунтовых вод, содержащих повышенное количество минеральных солей. Для этого вида болот характерно произрастание такого рода травянистых растений, как осока, пушица, луговой мятлик, камыш, тростник, а из древесных пород — ольхи и осины. Торф низинных болот содержит большое количество зольных веществ (до 40%) и обладает несколько меньшей влагоемкостью, чем торф моховой (до 500% и более).

На поверхности воды у берегов часто образуется как бы плавающий ковер из густо переплетенных растений, получивший

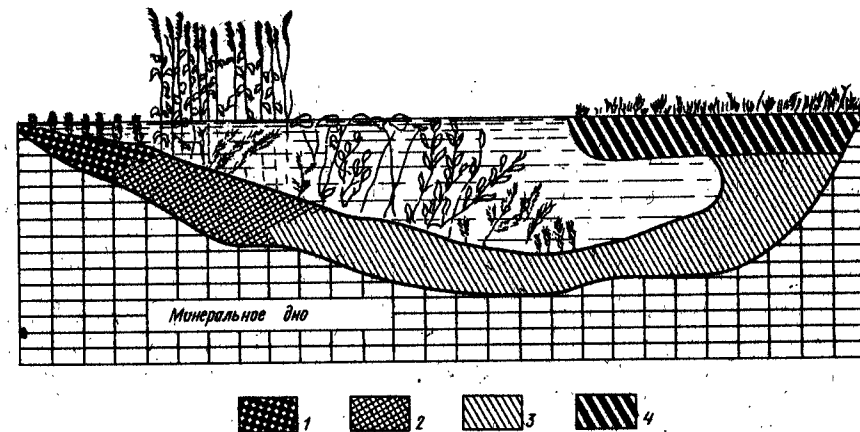


Рис. 5.1. Схема зарастания озера и превращения его в болото:
1 — осоковый торф; 2 — тростниковый и камышовый торф; 3 — сфагнелль; 4 — славина

название славины. На поверхности славины появляются осоки, камыш и другие растения, а иногда и различные мхи, в результате чего славина ежегодно утолщается и занимает все большую поверхность водоема (рис. 5.1).

При высыхании торфов наблюдается значительная усадка, величина которой определяется начальной влажностью, степенью разложения и зольностью. В зависимости от влажности величина объемной усадки составляет 14...44%. Механическое разрушение сильно увеличивает объемную усадку торфа вследствие увеличения его дисперсности и разрушения естественного каркаса из растительных волокон. Неоднородность строения и состава торфяной залежи и сильная сжимаемость торфа могут привести к значительным неравномерным осадкам земляного полотна.

5.3. Почвообразовательный процесс и главные его факторы

По классификации грунтов, применяемой в различных видах строительства (ГОСТ 25100—82), в классе грунтов без жестких структурных связей в качестве самостоятельной подгруппы грунтов выделяются почвы различного типа и зернивого состава. В дорожном строительстве почва изучается как местный строительный материал и как основание для различных дорожных сооружений.

Всестороннее научно обоснованное изучение свойств поверхностных слоев («дневных») рыхлых горных пород, называемых почва м и, и установление законов их формирования и постепенного изменения (эволюции) было начато в 80-х годах прошлого столетия гениальным русским ученым проф. В. В. Докучаевым. Им была сформулирована прогрессивная идея о необходимости изучения

всех природных явлений с точки зрения их происхождения (генезиса), взаимосвязи с окружающей природой и динамики развития.

Такой единственно правильный подход к научному познанию природы привел В. В. Докучаева к установлению нового качественного понятия о почве как особом естественно-историческом теле, возникающем в природе в результате взаимодействия ряда факторов почвообразования и отличающемся от рыхлых горных пород.

Наука почвоведение, созданная В. В. Докучаевым и М. А. Костычевым и развитая в последующем их учениками и последователями Н. М. Сибирцевым, К. Д. Глинкой, К. К. Гедройцем и другими, получила широкое применение не только в области сельского хозяйства, но и в целом ряде других отраслей нашего социалистического производства. Идеи В. В. Докучаева в вопросах изучения свойств и условий формирования почв и собственно грунтов, служащих материнской породой для образования почв, получили дальнейшее развитие в трудах ученика В. В. Докучаева проф. П. А. Земятченского и профессоров М. М. Филатова, В. В. Охотина и др. Труды этих ученых были развиты идеи о почвах как естественно-исторических образованиях в направлении практического использования научных знаний о почвах как грунтах, используемых при строительстве различных инженерных сооружений и в особенности строительстве автомобильных дорог и аэродромов.

Как и всякое природное образование, почва находится в состоянии непрерывного изменения, постепенного развития (эволюции) ее свойств и взаимодействия с окружающей ее природной обстановкой.

В качестве основных природных факторов почвообразования В. В. Докучаев выделил: материнскую горную породу; климат; рельеф; живые организмы (растения и животные); возраст страны. Важным фактором преобразования природных свойств почвы являются также хозяйственная деятельность человека.

В случае использования почвы в различных строительных целях, например при строительстве автомобильных дорог и аэродромов, инженерная деятельность человека особенно сильно видоизменяет свойства почвы, нарушая условия ее природного залегания. В отдельных случаях природные свойства почвы и особенно ее водно-тепловой режим и сложение подвергаются коренному изменению и улучшению с точки зрения использования ее в качестве материала для возведения сооружений или оснований сооружений.

Почвообразовательный процесс в природной обстановке протекает одновременно и совместно с процессом выветривания с момента зарождения на поверхности Земли органической жизни. Этот процесс представляет собой сложный комплекс явлений, под действием которых горная (материнская) порода изменяется и приобретает со временем ряд новых свойств и признаков, в том числе основной качественный признак почвы — ее плодородие.

При взаимодействии земляного полотна, а также использовании почвы как основания искусственных инженерных сооружений

(мостов, труб и др.) всесторонне учитывают физические свойства почвы, а также ее минеральный и химический состав. При разработке способов по закреплению откосов насыпей и выемок и созданию снегозащитных или противоэрозионных растительных полос помимо указанных выше свойств почв обязательно учитывают и используют основное ее качество — плодородие.

В природе существует тесная взаимосвязь между почвенным и растительным покровами. Этот важный фактор широко используют в период полевых изысканий новых автомобильных дорог, а также для дешифрирования аэрофотоснимков в случае использования этого метода для назначения трассы проектируемых дорог.

В результате постепенного и длительного развития почвообразовательного процесса первоначальная материнская горная порода начинает расчленяться на хорошо выраженные и отличающиеся по внешнему виду слои, называемые генетическими горизонтами почвы. Сочетание этих горизонтов в определенной последовательности составляет морфологический (внешний) профиль почвы. Генетические горизонты отличаются между собой не только внешними признаками, но (что особенно важно в дорожно-строительном отношении) обладают весьма различными физико-механическими и коллоидно-химическими свойствами. По степени выраженности и совокупности ряда свойств генетических горизонтов мы можем установить стадию почвообразовательного процесса, ее физические свойства, сложение, а также характер и направленность водного и теплового режимов.

В почвоведении всю толщу почвы разделяют обычно на три слоя — горизонты, обозначая их последовательно сверху вниз буквами *A*, *B* и *C*. Каждый из этих горизонтов может быть подразделен на подгоризонты, обозначаемые теми же буквами, но с цифрами, например подгоризонты A_1 и A_2 или B_1 и B_2 и т. д.

В условиях дорожного строительства возможны частые нарушения естественного сложения почвы (насыпи, выемки, устройство каналов и др.) и смешивание материала отдельных горизонтов. Происходящее при этом нарушение естественного строения почвенных горизонтов прерывает естественный почвообразовательный процесс, но не приводит, однако, к быстрой утрате основных коллоидно-химических, а отчасти и физических свойств, присущих данной почве.

Внешние (морфологические) признаки грунтов — цвет, структура, сложение и др. — являются отражением процесса формирования (генезиса) грунтов, а следовательно, и почв.

Цвет почв связан с их химическим и минеральным составом и зависит от физического состояния грунтов. Окраска почв является существенным признаком для выделения почвенных горизонтов, подгоризонтов и отдельных слоев грунта. Черный цвет указывает на большое содержание органических веществ в грунте, например гумуса (в черноземе) или торфа (торфяно-болотистые почвы). При содержании гумуса в количестве 5% и меньше черная окраска переходит в темно-серую и серую. Белесый цвет почвенных

горизонтов обычно свидетельствует о процессах выщелачивания, вымывания (элювиальный подгоризонт A_2 в дерново-подзолистых почвах), светлая окраска — о накоплении тонкопесчаных и пылеватых частиц кремнезема (SiO_2). Красноватый и красно-бурый цвет свидетельствует о присутствии в грунтах железистых соединений и минералов, что часто наблюдается, например, в горизонте вымывания (иллювиальном горизонте) подзолистых почв.

Окраска грунтов в природе изменяется в очень широких пределах.

Структура грунтов. В условиях естественного залегания грунты, в особенности почвы, не являются монолитными. При осмотре и в особенности при разработке можно часто обнаружить, что они распадаются на отдельные, называемые структурными агрегатами. Степень выраженности, прочность и форма структурных агрегатов отражают процессы, протекающие в грунте, и служат важным признаком, характеризующим коллоидно-химические и физико-механические свойства грунтов. На прочность и степень выраженности структуры помимо физико-химических факторов (наличие коллоидных частиц и электролитов) оказывают большое влияние также уплотняющее действие корней растений, деятельность микроорганизмов и чисто физические факторы — колебания температуры и влажности, замерзания и оттаивания грунтов.

По предложению проф. С. А. Захарова, структурные отдельности (макроструктуры) в зависимости от их формы делят на три типа: *I* — кубовидные, в которых размеры граней примерно одинаковы по трем взаимно перпендикулярным осям; *II* — призмовидные, в которых грани развиты и вытянуты преимущественно по вертикальной оси; *III* — плитовидные, в которых грани развиты преимущественно по двум горизонтальным осям и имеют укороченный размер в вертикальном направлении. Эти макроструктуры в зависимости от размеров структурных агрегатов подразделяют на отдельные виды и разновидности.

Наличие хорошо выраженной зернистой и ореховатой структур при одновременном наличии в грунте водопрочной микроструктуры способствует и облегчает разработку грунта землеройными машинами, а также является весьма положительным фактором при укреплении грунтов вяжущими материалами.

Сложение грунта. Определяется его уплотненность и сопротивление разработке. Слитное или связное без пор крупнее 0,25 мм характерно для глин или суглинков, в моренных отложениях. Рассыпчатым сложением обладают грунты, лишенные всякой структуры. Пористое типично для лёссов, пронизанных порами диаметром от 1 до 3 мм и более.

В порах и полостях грунта откладываются новообразования — видимые невооруженным глазом скопления и выделения веществ, образовавшихся в результатах почвообразования, выветривания и других природных процессов.

Наличие в грунте тех или иных новообразований (SiO_2 , $CaCO_3$,

$CaSO_4 \cdot 2H_2O$, $Fe_2O_3 \cdot nH_2O$ и др.), их количественный и качественный состав и форма, так же как и структура, позволяют распознавать в полевой обстановке генезис грунта и вскрывать идущие в нем процессы, а также получать ориентировочное представление о химическом составе и физико-химических особенностях данного грунта.

5.4. Генетическая классификация почв и их зональность в природе

Каждый генетический почвенный тип характеризуется присущими ему физическими и химическими свойствами и определенными условиями водного и воздушного режимов, т. е. определенным распределением влажности по глубине почвенного разреза. Отдельные крупные фазы в развитии почвенного типа позволяют выделять характерные подтипы почв, а также при необходимости производить по ряду количественных признаков более дробное подразделение типов почв на виды и разновидности. Основные типы почв обнаруживают зональный, т. е. поясной (широтный), характер распределения их на земном шаре.

Зональные почвы занимают обширные пространства; их происхождение и свойства зависят от общих физико-географических и особенно биологических факторов, свойственных данной зоне. К зональным почвам относят тундровые, подзолистые, серые лесные, черноземы, буроземы и др. Наряду с зональными почвами выделяют классы интразональных почв, распределение которых по поверхности земного шара не подчиняется закону широтной зональности.

Интразональные почвы залегают небольшими полосами или площадями среди зональных. Они формируются в местах, где отдельные факторы почвообразования преобладают над общими зональными факторами. К интразональным почвам относят солонцы, солончаки, солоды, перегнойно-карбонатные почвы и др.

Таким образом, одним из основных положений почвоведения является закономерность географического расположения почвенных образований. Почвенный покров любой земной поверхности закономерен в отношении своего места залегания, характера строения и состава.

Закон горизонтальных почвенных зон был сформулирован Н. М. Сибирцевым. В соответствии с этим законом основные типы почв распределены на земной поверхности зонально (т. е. полосами). Однако в последующем было установлено, что строгая географическая последовательность почвенных типов может нарушаться вмешательством различных местных геоморфологических, геологических и других особенностей, препятствующих развитию тех или иных типов почв.

Дальнейшее изучение географического распространения почв позволило установить проф. В. В. Докучаеву закон вертикальных зон. Он заключается в том, что по мере поднятия от уровня моря

до вершины высоких гор наблюдается ряд вертикальных почвенных зон, последовательно сменяющих одна другую, как и при широтном движении от экватора к полюсу. Закон вертикальных зон позволяет правильно вскрывать закономерность в последовательном изменении почвенного покрова не только в горных странах, но и распознавать причины отклонений, наблюдающихся в равнинных местностях, имеющих различную высоту над уровнем моря.

5.5. Почвенные зоны и их характеристики.

Типы почв на территории СССР

В настоящее время для характеристики и составления почвенных карт на территории Советского Союза пользуются подробной классификацией почв, разработанной почвенным институтом имени В. В. Докучаева.

Важнейшими и наиболее распространенными генетическими типами почв с севера на юг нашей страны являются: тундровые почвы; подзолистые почвы; серые лесные почвы разной степени оподзоленности; бурые лесные почвы; черноземы оподзоленные и выщелоченные; черноземы типичные; темно-каштановые и светло-каштановые почвы; сероземы; солонцы; засоленные почвы (солончаки); красноземы и желтоземы. Эти типы почв генетически связаны между собой, несмотря на все их разнообразие по составу и свойствам. Дальнейшее подразделение типов почв на подтипы, роды, виды и разновидности производят с учетом генезиса, строения, состава, свойств и других особенностей почвы. Ниже кратко рассматриваются наиболее важные особенности климатических и почвенных зон.

Тундрово-арктическая зона. Возраст почв этой зоны наиболее молодой благодаря относительно позднему освобождению ее поверхности от материкового льда. Из-за особенностей климата рельеф тундры мало расчленен и в значительной степени сохранил в неприкосновенности так называемый моренный ландшафт. Преобладающими элементами рельефа тундры являются обширные слегка волнистые водораздельные плато, на которых местами возвышаются невысокие извилистые гряды. Речные долины большей частью мало разработаны.

Особенностью тундровой зоны является ее суровый климат, поскольку здесь лето продолжается в среднем около двух месяцев, а зима с сильными морозами без оттепелей наступает сразу же после лета почти без осеннего периода. Количество атмосферных осадков не превышает 300 мм в год, и они выпадают преимущественно летом. В связи с длительной зимой, отличающейся весьма низкими температурами и малым снеговым покровом, на значительной части территории тундры под небольшим слоем оттаивающей летом почвы залегает мощный (порой до 200 м) слой многолетнемерзлых грунтов.

Рассматриваемая зона — зона вечно мерзлых (многолетнемерзлых) грунтов и занимает около 45% всей территории СССР. Кроме

СССР мерзлота распространена на Аляске, в Гренландии, в северной части Монголии и Китая и в других местах.

Благодаря деятельности советских мерзловедов М. И. Сумгина, Н. А. Цытовича, Н. И. Толстихина и других учение о вечномерзлых грунтах стало новой ветвью геологической науки — мерзловедением (геокриологией).

По температурному режиму грунтов в зоне вечной мерзлоты выделяют три основные толщи: 1) деятельный слой; 2) многолетнемерзлотную толщу и 3) подмерзлотную толщу (талые грунты).

Деятельным слоем называют верхний слой грунтов, лежащий над мерзлотой. Этот слой характеризуется тем, что зимой он замерзает, а летом оттаивает. В нем сосредоточивается жизнедеятельность растительных и животных организмов и протекают различные физические процессы.

В зависимости от географического положения местности, характера почв и горных пород, мощности снегового покрова, растительности и т. п. мощность деятельного слоя колеблется в широких пределах. Наименьшая (0,2...1,0 м) его толщина наблюдается на болотистых местах вследствие плохой теплопроводности торфа, а наибольшая (2...4 м) — в песчаных, гравелистых и щебенистых грунтах, особенно если они расположены на склонах, обращенных к югу. Мощность многолетнемерзлой толщи колеблется в широких пределах. На южной окраине области распространения мерзлоты она минимальна (10...30 м), к северо-востоку закономерно увеличивается, достигая в отдельных местах нескольких сотен метров.

Температура многолетнемерзлых грунтов колеблется от 0 до —8°C. Температурный режим деятельного слоя и мерзлой толщи зависит от климата, растительности, рельефа местности и др. Наличие вечномерзлых грунтов различной мощности создает особые и весьма сложные условия для строительства наземных и подземных сооружений, автомобильных дорог, мостов и др.

Таежно-лесная зона. Эта зона занимает более половины площади европейской части СССР и свыше $\frac{3}{5}$ территории Сибири. Основными зональными типами почвы являются подзолистый и дерново-подзолистый с преобладанием последнего. Широко распространены болотные и заболоченные почвы. В Якутской АССР в этой зоне по рекам Лене, Вилюю, Ангаре и Алдану большие площади занимают солонцы и солоды. На севере таежно-лесная зона граничит с зоной тундры. Южная граница дерново-подзолистой зоны проходит примерно в направлении Чернигов — Орел — Тула — Казань — Свердловск — Тюмень — Томск — Верхне-Удинск — по р. Амуру на Хабаровск и Владивосток. Климат умеренно холодный и влажный.

Подзолообразовательный процесс, преобладающий и широко распространенный в этой зоне, протекает в условиях избытка влаги и является результатом совокупного воздействия на материнскую породу древесной растительности и аэробной грибной микрофлоры в верхних горизонтах почвы. В результате этих воздействий состав материнских пород претерпевает резкое изменение. При этом происходит перераспределение отдельных веществ по вертикальному

профилю. Преобладание процессов выщелачивания обуславливает кислую реакцию подзолистых почв и приводит в распыленное (пептизированное) состояние ее тонкодисперсную часть.

Вертикальный профиль подзолистых почв хорошо дифференцирован на горизонты и подгоризонты, легко распознаваемые по окраске, структуре и другим признакам, каждый из которых характеризуется своими физико-механическими свойствами и отношением к вяжущим веществам.

В условиях равнинного рельефа при затруднительном стоке воды или близком залегании уровня грунтовых вод в результате длительного существования луговотравянистой растительности подзолистые почвы заболачиваются. Постепенно с поверхности образуется полуторфянистый, а затем и торфянистый горизонт различной мощности.

В природе наблюдается целый ряд почвенных разностей переходного типа между дерново-подзолистыми и болотными с различной степенью заболачивания. Такие почвы относятся к виду полуболотных почв.

Болотные почвы наиболее сильно выражают процесс заболачивания, где полностью господствуют анаэробные условия и преобладают процессы накопления полуразложившегося органического вещества. Болотные торфяно-глеевые почвы имеют торфяной горизонт А мощностью до 50 см и нижележащий глеевый горизонт. При мощности торфяного слоя более 50 см болотные почвы называют торфяными. Болотные и полуболотные почвы занимают обширные площади в дерново-подзолистой зоне и зоне серых лесных почв. Однако эти почвы могут встречаться и в более южных зонах. Поэтому их относят к классу интразональных почв.

Для дорожного строительства территории, занятые полуболотными и болотными почвами, весьма неблагоприятны.

Лесостепная зона. Эта зона в основном серолесных почв и оподзоленных и выщелоченных черноземов. Расположена она к югу от подзолистой и является переходной к степной черноземной зоне. Почвенный покров этой зоны очень пестрый. В северной части преобладают почвы подзолистого типа — сочетание серых лесных почв и небольшими площадями выщелоченного чернозема. В южной части зоны преобладают выщелоченные, а также типичные мощные черноземы. Серые лесные почвы, а особенно дерново-подзолистые встречаются на небольших площадях.

В пониженных элементах рельефа часто встречаются разновидности класса интразональных почв: лугово-черноземные, лугово-болотные почвы, солонцы и солоды.

Годовая сумма осадков лесостепной зоны — от 550 мм в северной части зоны до 400 мм в южной и до 300 мм в восточной. Наиболее типичные для этой зоны серые лесные почвы формируются на покровных и лёссовидных суглинках и имеют следующие хорошо выраженные морфологические признаки. Гумусовый горизонт А окрашен в темно-серый или серый цвет с рыхлым сложением и часто пластинчато-листовой структурой. Подгоризонт А₂ заметно освет-

лен и содержит много белесой кремнеземистой присыпки на поверхности структурных отдельностей. Горизонт В обычно уплотнен, характеризуется хорошо выраженной ореховой структурой и темно-бурой окраской. Южной границей лесостепи является примерно линия Кишинев — Кременчуг — Полтава — Харьков — Борисоглебск — Вольск — Куйбышев — Стерлитамак. Наиболее распространенные поверхностные (материнские) горные породы в этой зоне — лёссы и лёссовидные суглинки, а также покровные суглинки.

Для дорожного строительства лесостепная зона неоднородна. Наряду с участками с благоприятным водным режимом большие площади заняты лёссовыми пылевато-суглинистыми грунтами с плохим водоотводом. Процессы накопления влаги в осенне-зимний период на таких грунтах приводят к резкому снижению их несущей способности. Для различных методов укрепления эта зона более благоприятна, чем подзолистая лесная. Каменные материалы на большей части территории этой зоны отсутствуют.

Степная (черноземная зона). Черноземы различных видов и разновидностей — типичные почвы зоны степей. На территории Советского Союза черноземы покрывают пространство около 2 млн. км² и составляют 8,6% площади территории СССР. В нашей стране находится около половины площади мирового распространения этих богатейших по плодородию почв. Годовое количество осадков в этой зоне колеблется от 450 до 300 мм. Снеговой покров не превышает обычно 20 см на западе и 30 см на востоке.

Впервые чернозем как генетический почвенный тип всесторонне был описан В. В. Докучаевым в его классическом труде «Русский чернозем» (1883), в котором он привел также характеристики черноземных степей. В. В. Докучаев создал научную обоснованную теорию происхождения (генезиса) чернозема и связи его со степной растительностью и климатическими условиями.

В зависимости от фазы развития черноземных почв, связанной со свойствами материнских пород, рельефом и геологическим строением местности, черноземы разделяют на ряд подтипов. Главными среди них являются: деградированный (северный), выщелочный, мощный, обыкновенный и южный.

Вертикальный профиль обыкновенного суглинистого чернозема следующий: мощный перегнойный (гумусовый) горизонт А на глубину 40...60 см, а иногда и более имеет темную окраску. Во влажном состоянии окраска принимает черный цвет с жирным отливом. Зернистая структура чернозема особенно хорошо выражена в подгоризонте А₁; в подгоризонте А₂ она укрупняется. В нижней части горизонта В (подгоризонты В₂ и В₃) часто содержатся выделения углекислой извести в разной форме (выцветы, лжегрибница, белоглазка и др.). Мощность гумусового горизонта колеблется от 25 до 150 см (иногда доходит до 200 см). Содержание гумуса может колебаться от 3 (супесчаные черноземы) до 20% (черноземы на глинах), но в среднем гумус содержится в пределах от 7 до 10%. Степень выраженности структуры бывает различной.

В черноземной зоне довольно большая территория занята луго-

во-черноземными, солонцеватыми почвами, реже солонцами, солончаками и солодьями. Преобладающими почвообразующими породами в этой зоне являются типичные лёссы, лёссовидные суглинки, покровные глины и суглинки различного происхождения. Черноземная зона расположена к югу от лесостепи. Южная граница проходит по линии Одесса — Мелитополь — Ростов-на-Дону — Камышин — Саратов — Оренбург. К югу от зоны сплошного распространения черноземов они покрывают обширное пространство Западного Предкавказья: от Ростова-на-Дону до Новороссийска на западе и от Сальска до Грозного на востоке. В азиатской части СССР черноземы занимают более узкую полосу, южная граница которой проходит через Темир—Тургай и далее несколько южнее Акмолинска и Семипалатинска.

Для дорожного строительства черноземные грунты часто недостаточно благоприятны, особенно в северной части зоны.

Полупустынная зона. Это зона каштановых и бурых почв.— зона сухих степей, расположенная к югу и юго-востоку от черноземной зоны. Зона сухих степей является переходной к пустынной зоне. Характеризуется зона сухим континентальным климатом; количество осадков не превышает 300 мм в год. Почвенный покров зоны чрезвычайно пестрый с ясно выраженной солонцеватостью. Преобладают каштановые почвы в комплексе с бурыми полупустынными и различного вида солонцами. В бессточных низинах часто встречаются солончаки.

Типичные каштановые почвы характеризуются меньшим содержанием гумуса, чем у черноземов, имеют более светлую (каштановую) окраску. Гумусовый горизонт обычно небольшой мощности (20...30 см), имеет комковатую структуру. Ниже залегает уплотненный горизонт *B* с комковато-призматической структурой мощностью 25...35 см, в который языками вклиниваются гумусовые потеки.

Сухие климатические условия, глубокое залегание грунтовых вод обеспечивают большую устойчивость земляного полотна, особенно в том случае, если оно уплотнено до максимальной плотности при оптимальной влажности.

Солонцы, весьма распространенные в этой зоне, имеют резко выраженный вертикальный профиль, характеризующийся следующими морфологическими признаками: подгоризонт A_1 — темно-каштановой окраски, тонкослоистый, пылеватый, с тонкопористым сложением; подгоризонт A_2 — более светлой окраски, отличается резко выраженной горизонтальной слоистостью; общая мощность горизонта A ($A_1 + A_2$) в среднем 10...15 см; подгоризонт B_1 — темно-бурый, обычно столбчатой структуры; столбики имеют округленную головку и блестящие боковые грани; сложение плотное, мощность горизонта 12...15 см; подгоризонт B_2 — буровато-каштановой окраски, но светлее, чем B_1 ; структура острогранно-комковатая; мощность 15...16 см; материнская порода C более светлой окраски с выцветами легко растворимых солей, известковыми конкрециями и включениями гипса.

Характерным признаком солонцов является их сильная гидро-

фильность, т. е. способность к быстрому размоканию, сильному набуханию и проявлению большой липкости и пластичности. Солонцы могут быть использованы для устройства земляного полотна при тщательном их уплотнении и быстром устройстве водонепроницаемого покрытия или основания. Солонцы непригодны для укрепления их битумом и трудно поддаются укреплению цементом.

Пустынная зона. Это зона сероземов и почв пустынной степи и пустыни. Эта зона расположена на территории с резко выраженным жарким и засушливым континентальным климатом. Количество осадков весьма незначительное и колеблется в пределах от 80 до 200 мм в год. На юге зона представляет пустыню, а к северу — полупустыню. По этой причине почвообразовательный процесс развит крайне слабо и изменяет материнскую породу на небольшую глубину. Большие площади в зоне пустыни и полупустыни заняты сероземами: серо-бурыми пустынными почвами, формирующимися на лёссовых отложениях.

В южных районах на территории Туркмении, Узбекистана и Казахстана залегают пустыни с подвижными развеваемыми барханными песками: Каракумы, Кызылкумы и др.

Пониженные равнины на участках с близким залеганием уровня грунтовых вод, содержащих большое количество водорастворимых солей, часто заняты различными солончаками и такырами. Такыры представляют собой своеобразные глинистые делювиальные отложения, содержащие гипс, карбонаты и в небольшом количестве легкорастворимые соли. Характерным признаком такыров является исключительно гладкая их поверхность, разбитая неглубокими трещинами на ряд многоугольников, подобных паркету. Поверхность такыра в сухое время года очень ровная и твердая. По такой поверхности могут свободно проезжать автомобили со скоростью 70...80 км/ч. Однако в периоды дождей такыры превращаются в мелкие быстро высыхающие озера со слоем липкой грязи. Проезд по ним становится совершенно невозможным. В пустынной и полупустынной зонах большие площади заняты засоленными почвами — солончаками. Проезд на автомобиле по солончакам даже в сухое время года затруднителен. В зависимости от качественного состава и количественного содержания легкорастворимых солей засоленные грунты (солончаки) могут быть весьма различными: хлоридными (преобладает NaCl), сульфатными (преобладает Na_2SO_4), содовыми (преобладает Na_2CO_3) или смешанными; слабо, сильно или избыточно засоленными грунтами (приложение I).

Солончаки не имеют морфологически выраженных генетических горизонтов. Часто на поверхности их наблюдается большое скопление легко растворимых солей в виде корочек, налетов или сплошного слоя кристаллов различных солей. В случае преобладания в грунте сернокислого натрия (глауберова соль), кристаллизующегося при высыхании с 10 молекулами воды и поэтому сильно увеличивающегося в объеме, образуются пухлые солончаки, трудно-проезжие из-за отсутствия связности даже в сухую погоду.

5.6. Краткая характеристика дорожно-климатических зон

Обширная территория СССР характеризуется весьма большим разнообразием природных условий местности, что обуславливает различные условия для работы автомобильных дорог.

Суммарное комплексное воздействие природных факторов на дорогу прежде всего сказывается на устойчивости и прочности грунтов земляного полотна, которые в большой степени зависят от количества получаемой земляным полотном теплоты и влаги.

В Советском Союзе предложено производить деление территории СССР на дорожно-климатические зоны, в основу которого А. В. Гербурт-Гейбовичем, Л. А. Преферансовой и другими исследователями было положено естественно-историческое районирование территории СССР. При таком районировании комплексно учитывают влияние климата, гидрогеологии, геоморфологии, почв и растительности, т. е. основных природных факторов, определяющих водно-тепловой режим местности.

Дорожно-климатические зоны, границы которых примерно совпадают с границами почвенных зон, фиксирующих распространение почв, относимых к классу зональных: I зона — зона вечномерзлых грунтов и тундровых почв; II зона — таежно-лесная зона избыточного увлажнения, способствующего формированию подзолистых, дерново-подзолистых, полуболотных и болотных почв; III зона включает лесостепную зону и степную, представляющую собой переходную к типичной степной зоне (характеризуется переменным увлажнением и чрезвычайно пестрым почвенным покровом; подзолистые и серые лесные почвы чередуются с выщелоченными черноземами, полуболотными и лугово-черноземными почвами); IV зона — степная и зона сухих степей. Она характеризуется недостаточным увлажнением и преобладанием черноземов и каштановых почв различных видов; V зона — засушливая, полупустынная и пустынная с характерным почвенным покровом — сероземами, бурыми пустынными почвами, солонцами, солончаками и такырами.

Горные районы, где на климат влияет высота местности и при этом проявляется вертикальная зональность в почвенном покрове, выделяют в VI зону. Эта зона исключительно разнообразна, но она мало изучена для применения в дорожном строительстве.

Для более дифференцированного учета влияния рельефа, микроклимата и гидрогеологических условий на водно-тепловой режим земляного полотна, а следовательно, и на его прочность на более ограниченных по протяженности участках внутри каждой из перечисленных выше широтных макрозон принято выделять три типа местности по характеру поверхностного стока и степени увлажнения. Типы местности являются своеобразными микрizonaми.

К первому типу местности в I—III зонах относят сухие места без избыточного увлажнения с обеспеченным поверхностным стоком воды; при этом почвы не имеют признаков заболачивания (слабого оглеения). Водораздельные участки в IV—V зонах, хотя и не имеющие поверхностного стока воды, также должны относиться

к первому типу местности, поскольку в этих зонах в силу жаркого сухого климата испарение влаги в несколько раз превышает количество осадков, выпадающих в течение года, и влажность грунтовой толщи, как правило, значительно меньше оптимальной влажности при стандартном уплотнении грунтов. Ко второму типу местности относят сырые места с избыточным увлажнением в отдельные периоды года и необеспеченным поверхностным стоком воды, что вызывает периодический застой ее в весенний и осенний периоды. Сырые места с постоянным избыточным увлажнением и близким залеганием грунтовых вод или верховодки относят к третьему типу местности. Такое разделение местности, хотя оно и условно, в общем виде объективно отражает сочетание и влияние ряда природных факторов.

По существу в каждой из пяти дорожно-климатических зон первый тип местности характеризует собой распространение класса зональных почв, отвечающих условиям данной природной зоны. Второй и третий типы местности в большинстве случаев характеризуют собой участки территории, занятые типами почв, относящимися к классу интерзональных, хотя и не исключается наличие зональных почв.

Следует также отметить, что деление на три типа местности закономерно отражает особенности увлажнения внутри каждой зоны. Из этого, конечно, не следует, что участки территории I и II зон, отнесенные к первому типу местности, равноценны по комплексу факторов и степени увлажнения, например участками в IV и V зонах при этом же типе местности.

К этому необходимо добавить, что перечисленные закономерности увлажнения местности рассматривают применительно к участкам территории с преобладанием суглинистых грунтов. При песчаных, например, грунтах и их мощности более 2 м эти закономерности будут иные и безусловно более благоприятными для дорожного строительства.

Рассмотренные закономерности в распределении почв по зонам и типам местности, а также по степени увлажнения используют при выборе элементов земляного полотна и толщины конструктивных слоев дорожных одежд, методов укрепления грунтов и назначении конструктивных слоев из укрепленных грунтов, а также при разработке мероприятий по укреплению откосов выемок и насыпей растительным покровом и выборе растительности для устройства снегозащитных полос.

ГЛАВА 6

СОПРОТИВЛЕНИЕ ГРУНТОВ СЖАТИЮ

§ 6.1. Процессы, происходящие в грунте при действии нагрузки

Деформация грунта, заметная при погружении в грунт сооружения или колеса, передающего на него давление, является внешним проявлением процессов, протекающих в грунте под действием поля напряжений, создаваемого внешней нагрузкой. Напряжения вызывают перемещения структурных агрегатов и отдельных частиц, из которых состоит грунт, сопровождающиеся изменением их взаимного расположения и частичным разрушением.

Все деформации независимо от вызывающих их причин могут быть разделены на две группы: объемные деформации сжатия, при которых грунтовые частицы преимущественно сближаются, укладываясь более плотно, и деформации сдвига, сопровождающиеся смещением частиц с изменением взаимного их расположения.

В толще деформируемого грунта происходят следующие виды перемещений: 1) взаимные смещения структурных агрегатов и отдельных грунтовых частиц с разрушением удерживающих их связей, сопровождающиеся их более плотной укладкой и изменением ориентации глинистых частиц; 2) обжатие и разрушение структурных агрегатов, обычно связанное с уплотнением грунта (сами грунтовые частицы при давлениях, встречающихся в строительной практике, как правило, не деформируются); 3) выжимание свободной воды и воздуха из пор грунта, сопровождающее более плотную укладку структурных агрегатов и грунтовых частиц, приводящее к уменьшению пористости грунта; 4) сжатие и выжимание пленок адсорбированной воды в точках взаимного соприкосновения глинистых и пылеватых частиц («точках контакта»); 5) сжатие и частичное растворение в воде пузырьков воздуха, заземленных в порах грунта и не имеющих возможности выжимания. Роль каждого из этих явлений в общем процессе деформации зависит от зернового состава, сложения, степени уплотнения и влажности грунта.

Взаимные смещения грунтовых частиц и структурных агрегатов имеют решающее значение при деформациях несвязных и макропористых грунтов (например, лёссов) или грунтов с нарушенной структурой, из которых возвели инженерные сооружения — плоти-

ны, насыпи, дамбы. Для таких грунтов характерно малое количество связей между отдельными элементами грунтового скелета. Напряжения, возникающие в грунтовом массиве при действии нагрузки, преодолевают связи, существующие в точках контакта между отдельными частицами и структурными агрегатами, и вынуждают их перемещаться в новое, более устойчивое положение. При влажности грунтов, меньшей капиллярной влагоемкости структурные агрегаты обычно более прочны, чем связи между ними, и деформации грунта сводятся в основном к перемещениям и дроблению структурных агрегатов.

Прекратившаяся деформация грунта под внешней нагрузкой может вновь возникнуть при дополнительном воздействии новых факторов, снижающих прочность структурных агрегатов (например, просадки лёссовых грунтов при увлажнении или осадки мерзлых грунтов, содержащих включения льда, при оттаивании).

При уплотнении водонасыщенных грунтов происходит вытеснение воды, заполняющей поры, и более плотная укладка грунтовых частиц. Этот процесс в слабопроницаемых грунтах иногда затягивается на длительное время.

Изменение толщины пленок связанной воды имеет значение при деформациях высокодисперсных глинистых грунтов. У пластинчатых глинистых частиц толщина водных пленок соизмерима с толщиной самих частиц, поэтому сближение частиц при выжимании пленок может играть существенную роль в общей величине сжатия грунта. Плёнка воды имеет вязкость, уменьшающуюся по мере удаления от поверхности частицы (см. § 4.1). При сближении двух частиц действующими на них силами происходит частичное выжимание воды в местах контакта между частицами. При снятии нагрузки происходит упругое восстановление пленки.

Содержание в грунте воздуха не отражается на протекании в нем деформаций. При перемещениях грунтовых частиц воздух может сжиматься, а в дальнейшем (частично уже после снятия нагрузки), просачиваясь через грунт, постепенно выходит в атмосферу.

Для грунтов характерна значительная объемная сжимаемость, отличающая их от других строительных материалов, у большинства которых изменение формы практически не сопровождается изменением плотности. При уплотнении грунтов более компактная укладка грунтовых частиц приводит к изменению их механических свойств. При этом прочность их обычно увеличивается.

Некоторые из указанных выше деформаций являются необратимыми, другие часто восстанавливаются при удалении нагрузки (т. е. являются упругими). Полностью необратимые деформации грунта: взаимные сдвиги грунтовых частиц и структурных элементов; разрушение структурных элементов и грунтовых частиц; выжимание из грунта воздуха. Деформации грунта, частично восстанавливающиеся при удалении нагрузки: сжатие в результате выжимания воды; сжатие заземленных объемов воздуха; упругие деформации грунтовых частиц; деформации пленок связанной воды.

Особенность упругих деформаций грунтов — замедленность их протекания в отличие от упругих деформаций других материалов, происходящих весьма быстро и принимаемых в строительной механике мгновенными. Необратимые деформации грунтов называют обычно пластическими, хотя это и не вполне соответствует понятию, вкладываемому в этот термин в строительной механике, где к категории пластических относят только необратимые деформации изменения формы тела при сохранении постоянного объема.

6.2. Закономерности сжатия грунтов

Рассмотрим деформации сжатия выделенного в грунте небольшого объема, размеры которого таковы, что в его пределах напряжения от действующей на грунт внешней нагрузки можно считать постоянными.

Выделенный объем грунта сжимается в направлении большего из действующих напряжений и расширяется в перпендикулярных ему направлениях. Так как расширению препятствует сопротивление окружающего грунта, то деформация фактически происходит при ограниченной возможности бокового расширения. Однако в связи с неопределенностью деформации этого вида обычно изучают деформации грунта при крайних возможных случаях — при свободном боковом расширении и полной невозможности последнего.

В первом случае при относительном сжатии относительное расширение составляет $u_n = v u$ (v — коэффициент поперечного расширения грунта — коэффициент Пуассона).

При сжатии грунта в условиях невозможности бокового расширения, например в жестком металлическом кольце, грунт оказывает давление на стенки. Величину бокового давления при невозможности расширения характеризуют коэффициентом бокового давления ξ , который представляет собой отношение приращения бокового давления dq к приращению сжимающего усилия dp :

$$\xi = dq/dp. \quad (6.1)$$

Многочисленные лабораторные испытания показали, что коэффициент бокового давления можно рассматривать как относительно постоянную характеристику грунта, величина которой не меняется при изменении сжимающего давления. Степень уплотнения грунта не оказывает влияния на коэффициент бокового давления. Для песков $\xi \approx 0,4$, для суглинков — 0,6 и для глины — 0,7.

Фактическое значение бокового давления, оказываемого сжимаемым грунтом на ограничивающие его жесткие стенки, как показал Н. М. Герсеванов, зависит от внутренних сил связности, действующих в грунте. Интегрируя уравнение коэффициента бокового давления (6.1), получим

$$q = p\xi + C, \quad (6.2)$$

где C — постоянная интегрирования, равна боковому давлению грунта на стенки до приложения внешней нагрузки ($p=0$).

Если грунт в начальный период находится в рыхлом порошкообразном состоянии, то, пренебрегая влиянием собственного веса грунта, можно считать, что при $p=0$ $q=0$, тогда и $C=0$, а следовательно, и

$$q = \xi p. \quad (6.3)$$

При укладке сухого грунта в форму с жесткими стенками с интенсивным послойным уплотнением создается первоначальное боковое давление на стенки формы $q=q_0$. Тогда

$$C = q_0 \text{ и } q = \xi p + q_0. \quad (6.4)$$

При передаче нагрузки на уплотненный влажный связный грунт, находящийся в форме, сжимающее его капиллярное давление препятствует деформациям бокового расширения. В этом случае

$$C = -p_k \text{ и } q = \xi(p - p_k). \quad (6.5)$$

Полученные зависимости подтверждаются результатами лабораторных опытов.

Коэффициент бокового давления ξ и коэффициент Пуассона ν связаны друг с другом.

Представим себе два одинаковых кубика грунта (рис. 6.1). Один из них (рис. 6.1, а) подвергается сжатию в форме с жесткими стенками без возможности бокового расширения. При удельном давлении на поверхность этого кубика, равном σ_z , на боковые стенки формы действует давление $\xi\sigma_z$.

Второй кубик (рис. 6.1, б) вначале сжимается давлением σ_z в условиях свободного бокового расширения. Затем, не снимая нагрузки σ_z , к его боковым граням прикладывают давление $\xi\sigma_z$, которые, вызывая дополнительное сжатие грунта, возвращают боковые грани кубика в первоначальное положение. Поскольку на первый и второй кубики действуют одинаковые силы, их длины ребер и конечные объемы должны быть равны.

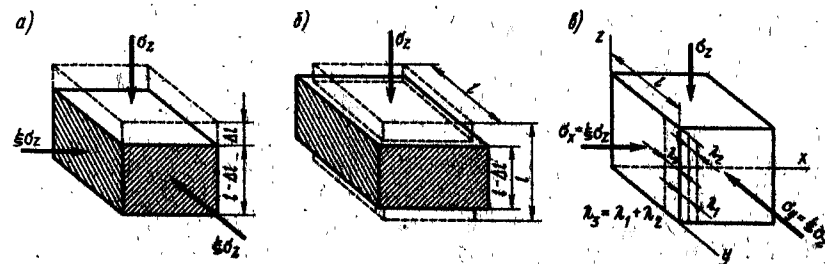


Рис. 6.1. Сжатие кубиков грунта при возможном и невозможном боковом расширении.

Рассмотрим деформацию одного из ребер l второго кубика, направленного параллельно оси y , от приложенных давлений (рис. 6.1, в).

Если относительное удлинение ребра l при действии давления, равно единице, составляет u , то давление σ_z вызывает удлинение ребра $\lambda_1 = \nu \sigma_z u$ (где ν — коэффициент Пуассона).

Давление $\sigma_x = \xi \sigma_z$ также вызывает удлинение ребра на величину $\lambda_2 = \xi \sigma_z \nu u$. Давление $\sigma_y = \xi \sigma_z$ сжимает ребро l на величину $\lambda_3 = \xi \sigma_z u$.

Так как длина ребра не меняется, то $\lambda_1 + \lambda_2 = \lambda_3$ или

$$\nu \sigma_z u + \xi \sigma_z \nu u = \xi \sigma_z u. \quad (6.6)$$

Преобразовывая это выражение, получаем искомые зависимости

$$\nu = \xi / (1 + \xi) \text{ и } \xi = \nu / (1 - \nu). \quad (6.7)$$

Значения коэффициента Пуассона составляют для крупнообломочных грунтов 0,27, песков и супесей — 0,30, суглинков — 0,35 и глин — 0,42.

При сжатии слоя грунта без бокового расширения происходит уменьшение его толщины за счет более плотной укладки частиц и уменьшения объема пор.

Согласно § 3.2 объем грунтовых частиц в 1 см³ грунта $V_{ск} = 1 / (1 + e)$.

При сжатии этого слоя грунта в условиях невозможности бокового расширения площадь поперечного сечения рассматриваемого объема остается постоянной и меняется лишь его высота. Поэтому справедливо равенство

$$\frac{1}{1+e_1} h_1 = \frac{1}{1+e_2} h_2, \quad (6.8)$$

где h_1 и e_1 — толщина рассматриваемого слоя и коэффициент пористости грунта до деформации, а h_2 и e_2 — после деформации. Отсюда

$$h_2 = h_1 \frac{1+e_2}{1+e_1}. \quad (6.9)$$

Сжатие грунта при уменьшении его коэффициента пористости с e_1 до e_2 равно

$$\lambda = h_1 - h_2 = h_1 - h_1 \frac{1+e_2}{1+e_1} = h_1 \frac{e_1 - e_2}{1+e_1}. \quad (6.10)$$

Сжимаемость грунтов в условиях невозможности бокового расширения характеризуют кривой, получаемой экспериментально при лабораторных испытаниях, которая выражает зависимость между коэффициентом пористости грунта и давлением на грунт (компрессионная кривая). Для грунтов, все поры которых заполнены водой, компрессионная кривая может быть выражена как кривая зависимости между давлением и влажностью. Для грунтов, содержащих в порах воздух, каждой влажности соответствует своя компрессион-

ная кривая, поскольку при сжатии таких грунтов в широком интервале нагрузок пористость их изменяется, а влажность может оставаться постоянной.

Компрессионные кривые выражают обычно эмпирическими уравнениями — логарифмической кривой или гиперболой, параметры которых устанавливают подбором по опытным данным. В практике расчетов, связанных с определением осадок сооружений, наибольшее применение имеет логарифмическое уравнение компрессионной кривой

$$e = e_0 - \frac{1}{B} \ln(p + C), \quad (6.11)$$

где e — коэффициент пористости при нагрузке p ; B и C — параметры, значения которых определяют из опытов.

Проф. Н. Н. Иванов предложил упростить это уравнение, приняв $C = 0$:

$$e = e_0 - \frac{1}{B_1} \ln p = e_0 - \frac{2,3}{B_1} \lg p, \quad (6.12)$$

где e_0 — коэффициент пористости при $p = 1$ МПа; B_1 — безразмерный коэффициент, характеризующий сжимаемость грунта и не зависящий от нагрузки.

Если давление на грунт изменяется в малых пределах на 0,1—0,3 МПа на небольшом участке компрессионной кривой $M_0 M_1$ (рис. 6.2), то криволинейная зависимость между деформацией и нагрузкой для большинства грунтов с ненарушенной структурой с достаточной степенью точности может быть заменена прямой линией.

Если обозначить коэффициент пористости и давление в точке M_0 через e_1 и p_1 , а в точке M_1 — через e_2 и p_2 , то рассматриваемая прямая выразится уравнением

$$e = ap = A, \quad (6.13)$$

где e — коэффициент пористости при давлении p ; a — коэффициент уплотнения (МПа⁻¹), равный

$$a = \operatorname{tg} \alpha = (e_1 - e_2) / (p_2 - p_1),$$

A — величина, измеряемая отрезком OM , отсекаемым прямой линией на оси ординат.

Такое упрощение уравнения компрессионной кривой широко используют в ряде задач механики грунтов, в частности при математическом анализе скорости сжа-

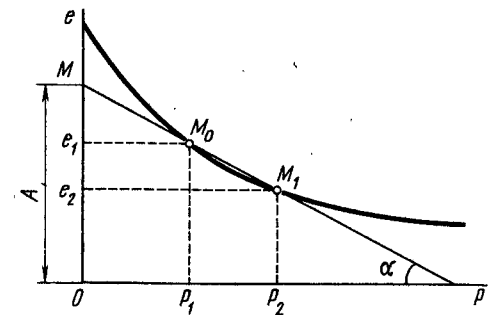


Рис. 6.2. Замена компрессионной кривой на коротком участке

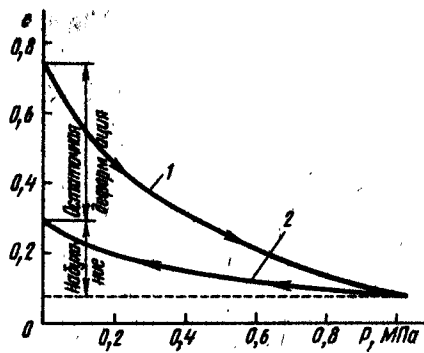


Рис. 6.3. Ветви сжатия (1) и расширения (2) компрессионной кривой

e_0 , B и C имеют другие значения, чем на стадии сжатия вследствие остаточных деформаций.

Таким образом, компрессионная кривая состоит не только из ветви сжатия (нагрузки), но и из ветви расширения (разгрузки или декомпрессии) (рис. 6.3). Каждому определенному давлению на грунт соответствуют два значения коэффициента пористости: одно при нарастании нагрузки, другое при разгрузке. Ветвь расширения компрессионной кривой может характеризовать возможное набухание грунта после удаления действовавшей на него нагрузки, например: наблюдающееся в дождливое время года вспучивание грунта на дне котлованов, набухание осушенных торфяных массивов при затоплении их водой и т. п.

Характеристики сжимаемости грунта (компрессионную кривую), скорости изменения его объема под нагрузкой во времени (кривую консолидации) и коэффициент бокового давления определяют в лаборатории путем измерений деформаций при сжатии образцов грунта нагрузки при невозможности бокового расширения. По измеренным деформациям сжатия Δh могут быть вычислены приращение коэффициента пористости по формуле

$$\Delta e = \Delta h(1 + e_1)/h_1. \quad (6.14)$$

Проф. Н. Н. Маслов для упрощения расчетов осадок сооружений предложил характеризовать сжимаемость грунтов кривой модуля осадок n — величиной сжатия (в мм) столба грунта толщиной в 1 м, вычисляемого по данным компрессионных испытаний (рис. 6.4):

$$n = 1000 \frac{\Delta h}{h}. \quad (6.15)$$

где h — первоначальная толщина образца в приборе, м; Δh — абсолютное сжатие грунта при соответствующем давлении, мм.

тия водонасыщенных грунтов (см. гл. 12).

При снятии нагрузки с уплотненного грунта происходит замедленно протекающее частичное восстановление его первоначального объема — вначале за счет упругих деформаций грунтового скелета и восстановления толщины водных пленок, вытесненных из зон контактов грунтовых частиц, а затем, при возможности поступления воды в грунт, в результате его набухания. Математически этот процесс может быть выражен уравнениями (6.11) и (6.12), в которых коэффициенты

Многочисленные приборы, предложенные для испытаний грунтов на сжимаемость, по принципу действия делят на две группы.

1. **Одометры** (рис. 6.5, а). В этих приборах, позволяющих получить компрессионную кривую и кривую консолидации, образец грунта помещают в жесткую металлическую обойму. Сверху и снизу образец закрывают пористыми пластинками, свободно пропускающими воду, выжимаемую из образца прилагаемым давлением. При испытаниях водонасыщенных грунтов образец погружают в воду, чтобы устранить искажающее влияние давления капиллярных менисков на поверхность образца. Химический состав воды должен соответствовать природной воде. Испытания грунтов, не полностью водонасыщенных, проводят без погружения образца в воду.

В приборах типа одометров поле напряжений внутри образца искажается трением грунта о стенки прибора. Для получения надежных показаний необходимо, чтобы диаметр образца в 4...5 раз превышал его высоту. Обычно образцы бывают высотой не менее 2 см.

2. **Стабилометры** (рис. 6.5, б). В них образец грунта помещают в тонкую резиновую оболочку. Пространство между жесткими боковыми стенками прибора и оболочкой заполняют водой, которая оказывается в герметически закрытом пространстве. Выжимание

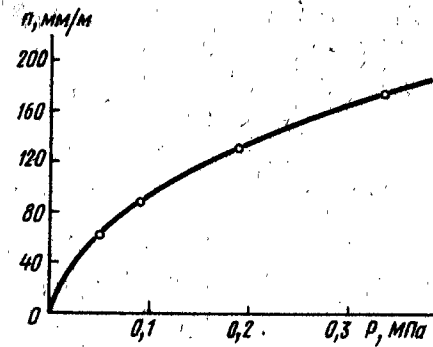


Рис. 6.4. Пример зависимости «модуля осадки» n от давления p

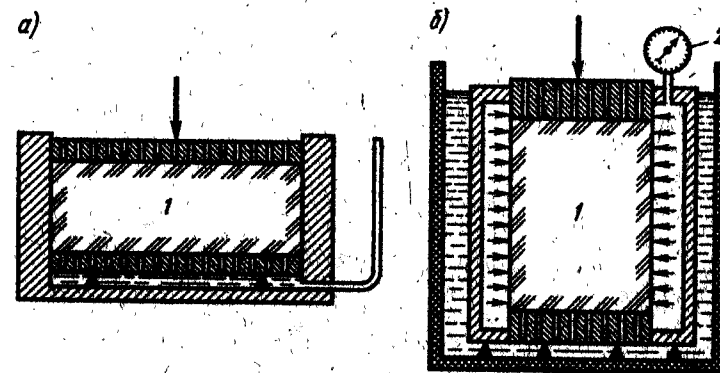


Рис. 6.5. Схемы приборов для определения характеристик сжимаемости грунтов:

1 — образец грунта; 2 — манометр

воды происходит через пористые камни с торцов образца. Стабилометр является более совершенным прибором.

Измеряя манометром давление, возникающее в воде при действии вертикальной нагрузки на образец, можно определить боковое давление, на основе которого устанавливают расчетом коэффициент бокового давления и коэффициент Пуассона. Создавая предварительное давление в воде, можно испытывать грунт в стабилометрах в условиях объемного (трехосного) сжатия при заданных соотношениях главных напряжений, что позволяет использовать стабилометры и для определения сопротивления грунтов сдвигу (см. § 6.3). Деформацию образцов грунта измеряют индикаторами.

При компрессионных испытаниях нагрузку к образцу прилагают последовательными, постепенно возрастающими ступенями, увеличивающимися примерно в два раза, например: 0,005; 0,001; 0,0025; 0,05; 0,1; 0,2; 0,4; 0,8 МПа. Сжатие образца от каждой ступени нагрузки протекает замедленно, так как выжимание воды через поры грунта происходит с малой скоростью. Поэтому каждую степень нагрузки выдерживают длительное время — до прекращения вызываемой ею деформации, которую контролируют по показаниям индикаторов.

Для характеристики скорости деформации грунта строят кривые зависимости деформаций грунта при постоянной нагрузке от продолжительности ее действия, называемые кривыми консолидации.

Компрессионные испытания грунтов следует проводить с учетом условий работы в сооружениях. Образцы из оснований сооружений испытывают с ненарушенной структурой и при естественной влажности, учитывая в случаях необходимости возможность возрастания влажности в процессе строительства (затопление котлованов) или последующей эксплуатации сооружения.

Плавное логарифмическое очертание компрессионных кривых характерно только для образцов грунта с ненарушенной структурой, взятых с небольшой глубины от поверхности. На очертание компрессионных кривых образцов, взятых из глубоких горизонтов, оказывает влияние предшествующая геологическая история нагружения грунта. Грунты, залегающие на большой глубине, бывают уплотнены находящимися над ними слоями. Степень уплотнения некоторых из них, подвергавшихся давлению от ледника или расположенных под смывами впоследствии слоями, выше, чем при действующем на них давлении в настоящее время. Такие грунты называют «переуплотненными». При малых нагрузках они не претерпевают компрессионного сжатия, а при свободном доступе воды набухают. Кроме того, в глинистых грунтах частицы часто бывают сцементированы между собой пленками солей, образующими прочный каркас. В этих случаях сжатие грунта, сопровождающееся выжиманием воды, становится возможным лишь после преодоления «структурной прочности грунта» — разрушения этого каркаса внешним давлением.

Структурную прочность грунта можно определить по перелому начального участка компрессионной кривой при испытаниях весьма

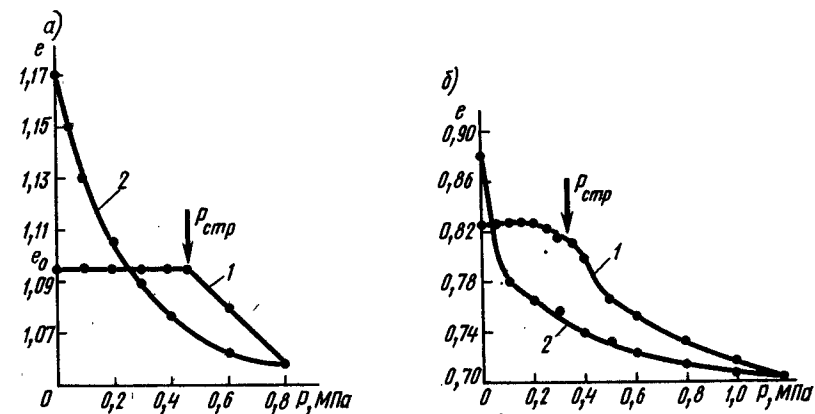


Рис. 6.6. Компрессионные кривые грунтов с прочными структурными связями:

а — хвалыинские глины (по опытам В. Ф. Чепик); б — бентонитовые глины; 1 — кривые сжатия; 2 — кривые разгрузки

мало увеличивающимися ступенями нагрузки (рис. 6.6). При проведении таких испытаний необходимо учитывать, что при извлечении на дневную поверхность образцов грунта из слоев, находящихся на значительной глубине, нарушается соответствие между нагрузкой и пористостью, которое установилось в естественном залегании грунта под действием нагрузки от вышележащих слоев. Такие образцы при помещении в компрессионный прибор испытывают упругое расширение, а при доступе влаги начинают разбухать. Поэтому при испытаниях образцов грунта с ненарушенной структурой в компрессионных приборах при свободном доступе воды необходимо предотвращать возможность их набухания, сделав невозможным поднятие поршня.

6.3. Модуль деформации и модуль упругости грунтов

Рассматривая условия деформации ограниченного объема грунта, в пределах которого напряжения остаются постоянными, можно воспользоваться обобщенной характеристикой деформируемости грунта, выражающей отношение сжимающего напряжения к вызываемой им относительной деформации. Эта характеристика, называемая в механике грунтов модулем деформации, аналогична модулю Юнга в строительной механике.

Если полная величина упругого и остаточного вертикального сжатия кубика грунта со стороной h , расположенного на некоторой глубине в толще грунта, равна λ , то модуль деформации этого грунта

$$E = h/\lambda[\sigma_z - \nu(\sigma_y + \sigma_x)], \quad (6.16)$$

где σ_z , σ_y , σ_x — напряжения, действующие по осям z , y и x ; ν — коэффициент Пуассона.

Аналогичную характеристику, учитывающую только восстанавливаемую часть деформации $\lambda_{упр}$, называют модулем упругости.

В практике строительства при возведении сооружений имеют дело с однократным приложением нагрузки на грунт, поэтому осадки сооружений определяют исходя из модулей деформации. Современные методы определения толщины дорожных одежд предусматривают полное восстановление их прогибов после проезда колеса автомобиля, вследствие чего их расчеты ведут исходя из модулей упругости грунтов земляного полотна.

Так как свойства грунтов определяются сочетанием составляющих грунт частиц и их агрегатов, модули деформации и упругости грунтов существенно меньше, чем минералов, из которых состоят грунтовые частицы. Между модулем деформации и модулем упругости грунта и модулем Юнга сплошных тел (например, металла, бетона и др.) существуют различия: 1) модуль деформации грунта комплексно отражает и упругие и пластические деформации, не разделяя их; 2) в связи с преобладанием у грунтов остаточных деформаций модуль деформации относится только к возрастанию давления на грунт (к ветви нагрузки); 3) модуль деформации и модуль упругости грунтов зависят от их влажности и степени уплотнения и меняются в широких пределах; 4) поскольку деформации грунтов имеют нелинейный характер и закон Гука применим к ним приближенно (только в малых интервалах изменения давления), модуль деформации и модуль упругости грунтов являются функцией напряжений, действующих на грунт, и поэтому постоянные их значения могут быть приняты лишь в узком интервале напряжений или относительных деформаций; 5) модуль Юнга подразумевает распространение деформаций в материале со скоростью звука. В грунтах упругие деформации протекают медленно. В связи с отмеченной далее зависимостью модуля упругости и деформации от величины деформации модулю Юнга соответствуют модули, найденные расчетом по данным измерений скорости распространения в грунтах звуковой или ударной волны.

Модули деформации и упругости грунтов обычно определяют по результатам компрессионных испытаний грунтов или путем вдавливания в грунт жестких квадратных или круглых площадок — штампов. Модуль деформации определяют по кривой вдавливания, модуль упругости по восстанавливающимся деформациям.

Для случая сжатия грунтов в основаниях больших сооружений, когда деформации бокового выпирания из-под сооружения отсутствуют, а напряжения от сооружения распространяются на большую глубину, при расчетах осадок можно пользоваться модулями деформации отдельных слоев подстилающего грунта, определенными по данным компрессионных испытаний.

Деформация образца грунта первоначальной толщиной h в компрессионном приборе при действии давления

$$\lambda = \frac{h}{E} [p - \nu(\xi p + \xi p)] = \frac{hp}{E} (1 - 2\nu\xi) = \frac{hp}{E} \left(1 - \frac{2\nu^2}{1-\nu}\right), \quad (6.17)$$

где E — модуль деформаций; ξ — коэффициент бокового давления; ν — коэффициент Пуассона.

Выражение для сжатия слоя грунта можно получить также с учетом параметров компрессионной кривой.

Выше было установлено, что при сжатии образца грунта в условиях невозможности бокового расширения величина деформации, согласно уровню 6.11, равна

$$\lambda = h \frac{e_1 - e_2}{1 + e_1}.$$

По уравнению (6.13) можно записать:

$$\begin{aligned} e_1 &= A - ap_1, \\ e_2 &= A - ap_2. \end{aligned}$$

Подставляя эти выражения в уравнение (6.11), получаем

$$\lambda = h \frac{e_1 - e_2}{1 + e_2} = \frac{h_a(p_2 - p_1)}{(1 + e_1)},$$

или окончательно

$$\lambda = hap / (1 + e_1), \quad (6.18)$$

где p — приращение нагрузки

Приравняв выражения (6.17) и (6.18), получаем

$$E = \frac{1 + e_1}{a} \left(1 - \frac{2\nu^2}{1-\nu}\right); \quad (6.19)$$

поскольку произведение $(1 + e_1) [1 - 2\nu^2 / (1 - \nu)]$ обычно мало отличается от единицы,

$$E \approx 1/a. \quad (6.20)$$

Для определения модуля деформации используют параметры ветви нагрузки компрессионной кривой, а для модуля упругости — ветви разгрузки.

Для расчета оснований сооружений, имеющих относительно малую площадь контакта с грунтом, правильнее определять модули деформации и упругости применительно к действию на грунт местных нагрузок, испытывая грунты вдавливанием штампа (рис. 6.7). Это позволяет избежать ряда погрешностей, связанных с отбором образцов с ненарушенной структурой.

При передаче нагрузки на поверхность грунта через штамп осадка последнего, согласно формулам теории линейно деформируемых тел, выражается зависимостью (12.13) (см. ниже § 12.1):

$$s = \Omega p \sqrt{F} (1 - \nu^2) / E,$$

где Ω — коэффициент, зависящий от формы штампа; p — давление на подошву штампа; F — площадь штампа.

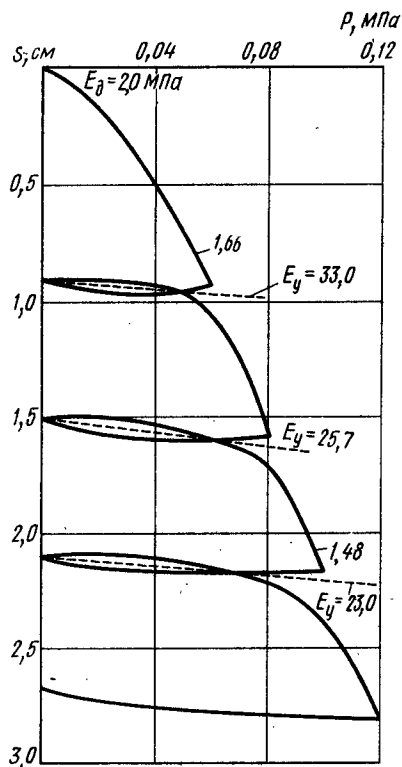


Рис. 6.7. Модули упругости и деформации при разных глубинах вдавливания круглого жесткого штампа в рыхлый песок (по данным О. С. Баранова)

мации грунтов земляного полотна принимают применительно к наиболее неблагоприятным для работы дороги периодам, устанавливая методами теории вероятностей их значения, встречающиеся один раз в заданное число лет, тем большее, чем важнее народнохозяйственное значение дороги.

Для оснований промышленных и жилых зданий и искусственных сооружений на дорогах, расположенных глубже зоны сезонных колебаний температуры и влажности, модули

Поскольку грунт не является линейно деформируемым телом и характер протекающих в нем процессов меняется при росте нагрузки, зависимости между нагрузкой и деформацией при вдавливании в грунт штампа и при его разгрузке выражаются не прямыми линиями, как следовало бы из приведенного уравнения, а кривыми. Модули упругости и деформации, соответствующие различным осадкам штампа, получают тем меньше, чем больше деформация. Малым деформациям соответствуют большие значения модулей грунтов (рис. 6.8). Это обстоятельство иногда учитывают при расчетах, например при назначении толщины бетонных дорожных покрытий.

Модуль деформации грунтов зависит от степени их уплотнения и влажности (рис. 6.9). Поэтому модули деформации поверхностных слоев грунтов и земляного полотна автомобильных дорог меняются под влиянием изменений водного и температурного режимов как в течение года, так и в многолетний период. Расчетные значения модулей дефор-

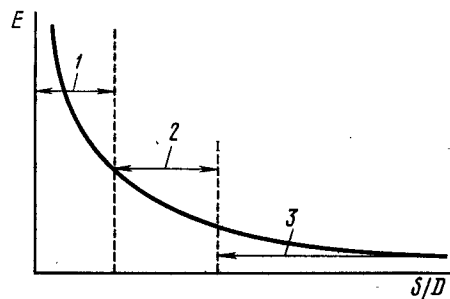


Рис. 6.8. Кривая зависимости между относительной деформацией при вдавливании штампа и модулем деформации. Зоны работы:

1 — монолитных жестких дорожных одежд; 2 — сборных жестких дорожных одежд; 3 — нежестких дорожных одежд

деформации изменяются в меньшей степени.

Определение модуля деформации в лабораторных условиях дает недостаточно точные результаты в связи с малыми размерами образцов и влиянием неизбежных нарушений структуры при их изготовлении. При испытаниях в полевых условиях метод пробных нагрузок заключается в экспериментальном определении кривой зависимости между осадками штампа (имеющего сравнительно малую площадь) и величиной прикладываемых к нему нагрузок. График зависимости осадки от нагрузки имеет обычно криволинейное очертание. Его начальный участок заменяют прямой линией, начиная ее от осадки, соответствующей бытовому давлению на грунт. В этом случае, если s_1 — осадка, соответствующая давлению p_1 , а s_2 — давлению p_2 , то согласно видоизмененному уравнению (12.13)

$$E = \frac{\Omega \sqrt{F} (1 - v^2) (p_2 - p_1)}{s_2 - s_1}$$

Слой грунта, используемые в качестве оснований сооружений, испытывают пробными нагрузками в открытых шурфах на уровне подошвы фундамента, а залегающие более глубоко — в буровых скважинах. При определении модулей деформации в целях расчета толщины дорожных одежд штампы устанавливают на поверхности земляного полотна. Необходимо обеспечивать плотное прилегание штампа к поверхности испытываемого грунта (например, путем устройства тонкой прослойки из песка, а при испытаниях для расчета жестких дорожных одежд — из быстротвердеющего цементного раствора).

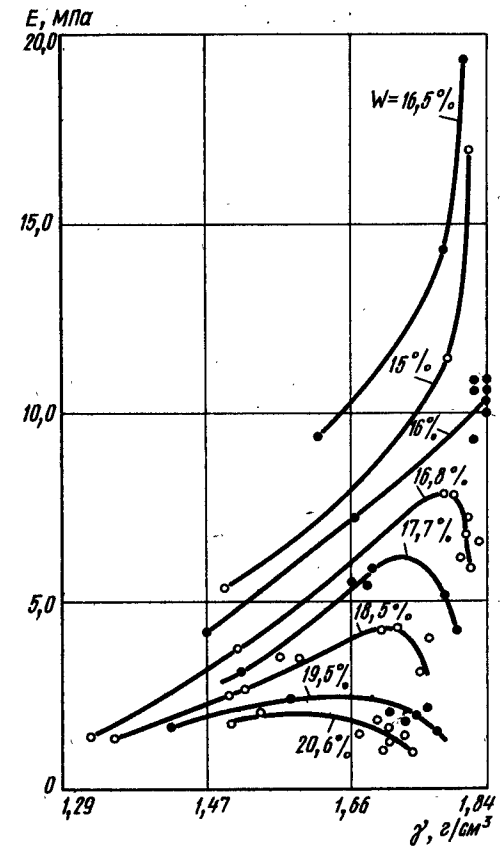


Рис. 6.9. Зависимость модуля деформации тяжелого пылеватого суглинка E при относительной деформации $\lambda=0,05$ от степени уплотнения, характеризуемой объемной массой скелета γ , и от влажности w (по данным Ю. М. Васильева и Н. Я. Хархуты)

Согласно действующей в настоящее время методике для испытания грунтов применяют круглые штампы площадью 1000 см², вокруг которых с помощью внешнего кольцевого штампа создают пригрузку, равную природному давлению на грунт (при испытаниях грунтов в котлованах) или весу дорожной одежды (при испытаниях земляного полотна).

Модули деформации грунтов в условиях естественного залегания в буровых скважинах определяют с помощью штампов и прессиометров — приборов, создающих равномерное давление на стенки скважин нагнетанием воды или воздуха (см. § 6.3).

Для оснований, состоящих из слоев грунтов, неоднородных по составу и имеющих различную влажность и степень уплотнения (в результате разных условий увлажнения, заморзания или оттаивания), следует определять модули деформации характерных слоев. Сжатие основания под нагрузкой от сооружений определяют как сумму сжатия отдельных слоев. Для характеристики восстанавливающейся части деформации грунтов применяют модуль упругости, который находят по тем же формулам, что и модуль деформации, но с учетом только восстанавливающейся части деформаций. Для ее определения в процессе испытания грунтов пробными нагрузками по достижении заданной степени нагрузки давление снимают и измеряют восстанавливающиеся деформации поверхности грунта.

6.4. Деформации грунтов при кратковременных и многократно прилагаемых нагрузках

При кратковременном воздействии на грунт нагрузок (например, при проходах движущихся транспортных средств) продолжительность нахождения грунта в напряженном состоянии бывает существенно короче того времени, которое необходимо для полного протекания деформации от нагрузки данной величины. Достижимая деформация при единичном приложении нагрузки составляет некоторую долю от полной деформации, соответствующей весьма длительному действию той же нагрузки. Поэтому однократное кратковременное приложение большей нагрузки практически эквивалентно длительному воздействию меньшей нагрузки, грунт как бы оказывается более прочным.

При расчетах, связанных с одиночными кратковременными нагрузками на грунт, можно использовать увеличенные значения модуля деформации (динамический модуль деформации), определяемые из зависимости

$$E_t = \sigma / \lambda_t, \quad (6.21)$$

где σ — действующее напряжение; λ_t — часть относительной деформации, успевающая протечь за период кратковременного воз-

действия нагрузки; l — толщина деформируемого слоя. Величина E_t характеризует в данном случае не только свойства грунта, но и режим его загрузки.

Повторяющиеся, многократно прилагаемые на короткое время к грунту нагрузки вызывают в нем накопление деформаций. При этом, достигнув величины, соответствующей однократному длительному приложению нагрузки, деформация не прекращается, а продолжает расти при последующих воздействиях нагрузки. На рис. 6.10 показана кривая зависимости деформаций от нагрузок при повторных вдавливаниях на лабораторной установке штампа в грунт при загрузке до постоянного давления. График показывает постепенное уменьшение величины как остаточных, так и упругих деформаций от каждого повторного цикла нагрузки-разгрузки, объясняемое постепенно возрастающим уплотнением грунта, причем остаточные деформации уменьшаются быстрее, чем упругие. При достаточно большом числе циклов нагрузки-разгрузки деформации приобретают характер упругих. Кривые упругой деформации грунта, получаемые при разгрузке, не совпадают с кривыми деформации при нагружении, образуя петли гистерезиса, аналогичные наблюдаемым при испытаниях различных строительных материалов.

Рост деформации при повторных приложениях нагрузки связан с тем, что в процессе деформации при первом приложении нагрузки часть сместившихся структурных агрегатов заклинивается в неустойчивом положении.

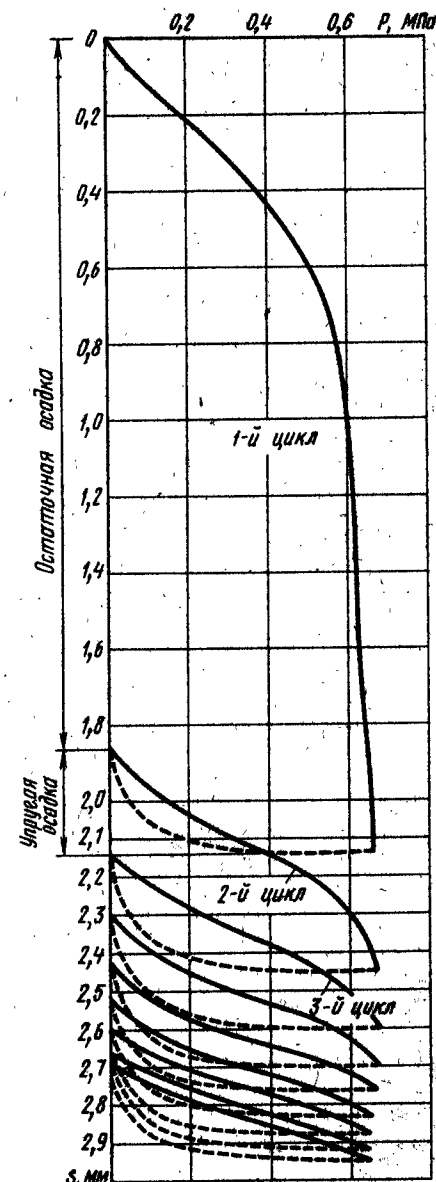


Рис. 6.10. Возрастание деформации при повторных приложениях нагрузки (по опытам Н. Н. Иванова)
— нагрузка; - - - разгрузка

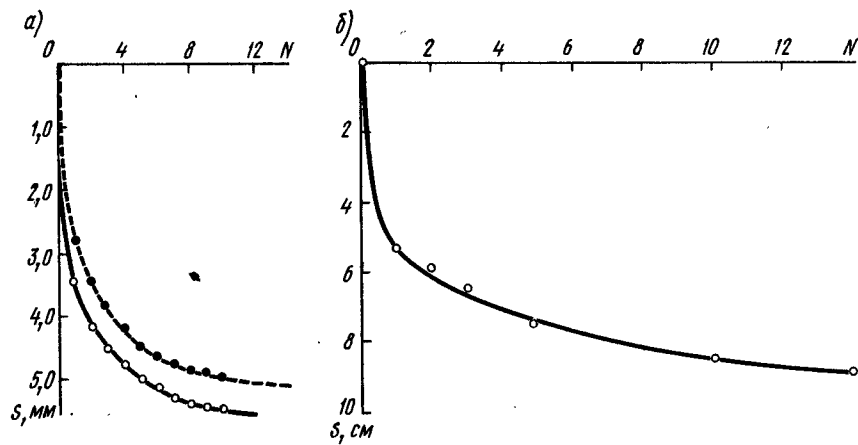


Рис. 6.11. Накопление деформаций грунта при последовательных приложениях нагрузки:
 а — при вдавлении штампа (по опытам Н. Н. Иванова); б — при последовательных проходах колеса по рыхлому суглинистому грунту (по опытам В. Ф. Бабкова): ● — остаточная деформация; ○ — общая деформация

нарушаемом при частичном восстановлении деформации после снятия нагрузки. Сказывается также расшатывающее структуру влияние прохождения через грунт волны деформации.

На рис. 6.11 приведены примеры кривых нарастания деформаций грунта при последовательных кратковременных приложениях нагрузки. Нарастание суммарной деформации находится в логарифмической зависимости от числа приложений нагрузки. Эмпирическое уравнение этой зависимости имеет вид

$$s_N = s_1 + \beta \lg N, \quad (6.22)$$

где s_N — деформация после N -го приложения нагрузки; s_1 — деформация после первого приложения нагрузки; β — коэффициент интенсивности накопления необратимой деформации.

ГЛАВА 7

СОПРОТИВЛЕНИЕ ГРУНТОВ СДВИГУ

7.1. Общие закономерности сопротивления грунтов сдвигу

Характерными проявлениями сдвига являются оползания грунтовых откосов под влиянием собственного веса или внешней нагрузки, выпирание грунта вбок из-под перегруженных опор сооружений или дорожных насыпей на болотах, образование валиков грунта по бокам колес.

В процессе сдвига происходят взаимные смещения грунтовых частиц. Такие смещения становятся возможными, когда касательные напряжения преодолевают удерживающие структурные связи в точках контактов (рис. 7.1). Этот процесс развивается в грунте постепенно.

Если наблюдать за деформацией сдвига постепенно возрастающей нагрузкой образца грунта, к которому приложена постоянная сжимающая нагрузка σ , в приборе из двух взаимно смещающихся в поперечном направлении колец, то можно установить, что в начале процесса сдвига поперечное усилие τ , необходимое для смещения одной части образца по отношению к другой на некоторую величину λ , возрастает с увеличением последней (рис. 7.2).

В несвязных песчаных и в рыхлых связных грунтах, содержащих воздух, сопротивление сдвигу замедленно возрастает по мере деформирования в связи с постепенным более плотным прижиманием частиц и структурных агрегатов друг к другу в начальной стадии сдвига, а также увеличением числа контактов между ними. При этом до преодоления сил сцепления грунт уплотняется,

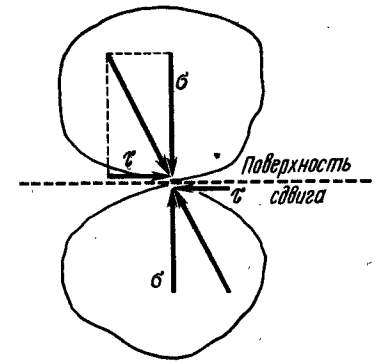


Рис. 7.1. Сдвигающие и удерживающие силы в контакте грунтовых частиц

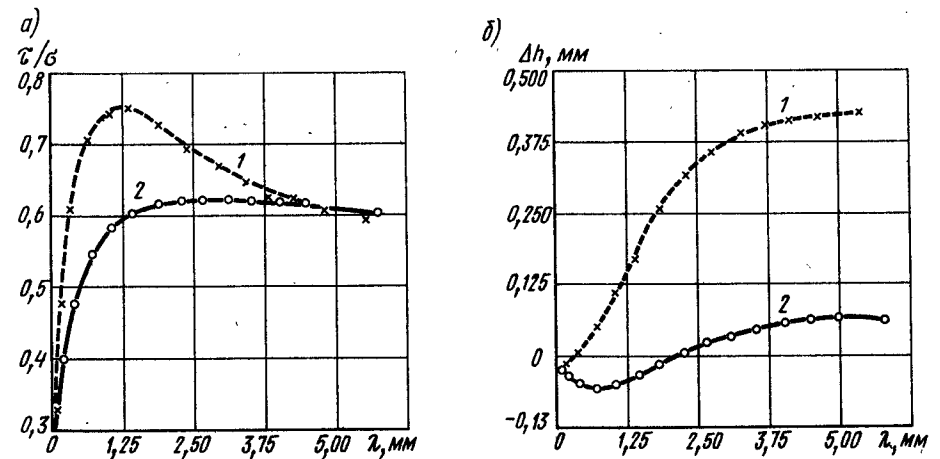


Рис. 7.2. Сопротивление образцов песчаного грунта при срезывании с постоянной скоростью 1,4 мм/м (по Д. У. Тейлору):

а — сопротивление грунта при разной деформации сдвига; б — уплотнение и разрыхление грунта при разных деформациях; 1 — плотный песок ($e=0,56$); 2 — рыхлый песок ($e=0,65$); Δh — изменение толщины образца, мм (первоначальная толщина 10,4 мм)

а толщина срезаемого образца уменьшается. После среза грунт снова начинает разрыхляться, и толщина образца увеличивается. У плотных грунтов в начальном периоде сдвига сопротивление быстро возрастает и уже при малом значении деформации достигает максимума. В последующей стадии процесса сдвига силы сцепления и структурной прочности преодолеваются, и сопротивление снижается до величины, обусловливаемой преимущественно взаимным трением и зацеплением сдвигаемых грунтовых частиц. Грунт при этом разрыхляется и толщина образца увеличивается.

Процесс сдвига обычно захватывает некоторую зону, в которой в результате взаимного смещения и переориентирования расположения частиц грунта влажность и степень уплотнения меняются. Однако при анализе явления сдвига в натуральных условиях одного массива грунта по другому в целях упрощения обычно допускают, что сдвиг происходит по некоторой условной поверхности, называемой поверхностью скольжения.

Сопротивление грунтов сдвигу зависит от нормального давления, действующего на поверхность скольжения, и возрастает с его увеличением, подчиняясь обычно для механики закону сопротивления трению скольжения (закон Кулона).

Зависимость сопротивления сдвигу τ от нормального давления на графиках результатов экспериментов на сдвиг изображается линией, близкой к прямой для сыпучих грунтов и имеющей незначительную кривизну в интервале малых уплотняющих давлений для связных грунтов (рис. 7.3).

Сопротивление грунта сдвигу характеризуется коэффициентом сдвига — отношением сдвигающего усилия к нормальному давлению:

$$\tau/p = f_s = \operatorname{tg} \varphi, \quad (7.1)$$

где φ — угол сдвига, зависящий от нормального давления.

Для практических расчетов исходят обычно из уравнения прямой линии, спрямляющей экспериментальные точки (см. рис. 7.2):

$$\tau = p \operatorname{tg} \varphi + c, \quad (7.2)$$

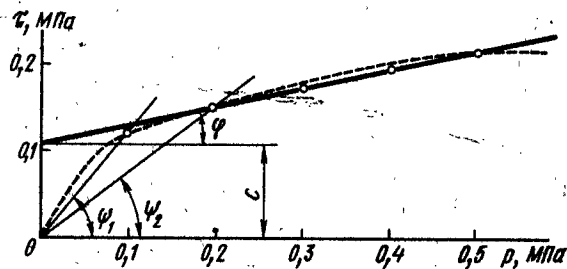


Рис. 7.3. График сопротивления грунта сдвигу при разных уплотняющих давлениях

где φ — угол наклона прямой к оси абсцисс, обычно называемый углом внутреннего трения; c — составляющая сопротивления сдвига, не зависящая от нормальных и условно называемая сцеплением грунта, характеризуется величиной отрезка, отсекаемого прямой на оси ординат.

Сцепление иногда рассматривают как сопротивление внутреннего трения, вызываемое условным эквивалентным давлением, создаваемым распределенными по объему внутренними силами связности, сжимающими частицы. Внутреннее эквивалентное давление можно определить, продолжив прямую на графике сдвига до пересечения с осью абсцисс (рис. 7.4):

$$p_{\text{экв}} = c \operatorname{ctg} \varphi. \quad (7.3)$$

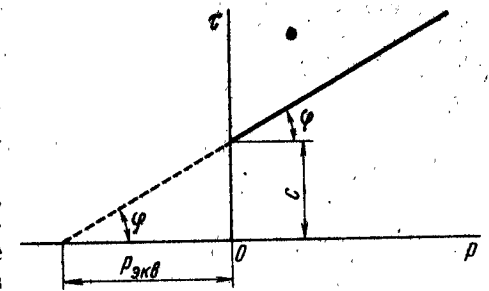


Рис. 7.4. Определение внутреннего эквивалентного давления

Эквивалентное давление условно может быть представлено как давление, необходимое для того, чтобы уплотнить в условиях компрессионного сжатия грунт с влажностью, соответствующей пределу текучести (т. е. практически не обладающий сопротивлением сдвигу), до состояния, в котором образец находится при закладке в прибор для испытания на срез. Это давление нельзя приравнять к полной величине молекулярных сил, действующих между частицами грунта и на пленки связанной воды.

Разделение сопротивления грунтов сдвигу на внутреннее трение и сцепление имеет в значительной степени условный характер. Процесс деформации грунта при сдвиге является весьма сложным. В нем невозможно выделить в чистом виде элементы, связанные с преодолением сил молекулярной связности, цементации структурных элементов, взаимного заклинивания и зацепления частиц, сопротивления деформированию водных пленок и т. п. Силы связности грунта оказывают влияние и на междучастичное трение, а зацепление и заклинивание частиц — на сцепление. Поэтому в настоящее время сцепление грунта c и угол внутреннего трения φ рассматривают как взаимосвязанные параметры прямолинейной зависимости сопротивления сдвигу от сжимающего усилия, введение которых облегчает математический анализ особенностей сопротивления сдвигающим усилиям связных и несвязных грунтов.

С сопротивлением сдвигу связана способность разрыхленных грунтов при отсыпке откладываться в виде конусов, наклон образующих которых характеризует устойчивость грунта при данной влажности против осыпания под действием собственного веса. Угол η у основания конуса называют углом естественного откоса рыхлых грунтов. Долгое время его отождествляли с углом внутреннего трения. У несвязных грунтов (сухой песок) угол естественного откоса очень мало отличается от угла внутреннего трения. У связных грунтов крутизна и очертание откосов зависят от их высоты.

Для определения угла естественного откоса грунтов, обладающих сцеплением, рассмотрим условия обрушения массива грунта, ограниченного вертикальным откосом (рис. 7.5). Выделим в грунте вертикальными сечениями ряд призм, имеющих в плоскости черте-

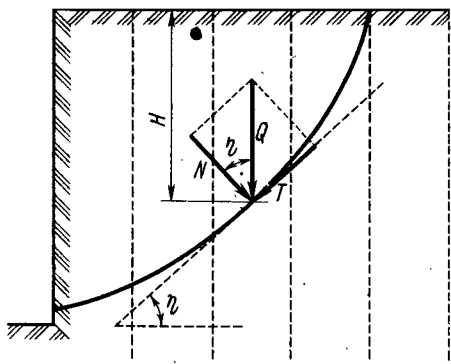


Рис. 7.5. Схема образования естественного откоса в грунтах, обладающих сцеплением

жа толщину, равную единице. Поверхность грунтового массива после обрушения части грунта, находящейся в неустойчивом состоянии, будет соответствовать углу естественного откоса связного грунта.

В момент, предшествующий обрушению, по возникающей поверхности скольжения каждая из выделенных призм будет находиться в состоянии предельного равновесия, стремясь сместиться под действием составляющей собственного веса G , параллельной этой поверхности:

$$T = G \sin \eta. \quad (7.4)$$

В соответствии с формулой (7.2) условие равновесия рассматриваемой призмы грунта будет выражаться равенством

$$T = N \operatorname{tg} \varphi + c F_1, \quad (7.5)$$

где $N = G \cos \eta$ — нормальная к поверхности скольжения составляющая собственного веса грунта; $\operatorname{tg} \varphi$ — коэффициент внутреннего трения; $F_1 = F / \cos \eta$ — площадь поверхности сдвига (F — горизонтальное сечение выделенной призмы).

Подставляя в уравнение (7.5) приведенные выше значения N и T , можно записать

$$G \sin \eta = G \cos \eta \operatorname{tg} \varphi + c F_1.$$

Разделив обе части уравнений на $G \cos \eta$ и заменив G/F величиной $p = qH$ — весом столба грунта с площадью, равной 1 см^2 , получим

$$\operatorname{tg} \eta = \operatorname{tg} \varphi + \frac{c}{qH \cos^2 \eta}. \quad (7.6)$$

По мере увеличения высоты H угол естественного откоса приближается к углу внутреннего трения. При уменьшении H до 0 $\operatorname{tg} \eta = \infty$ или $\eta = 90^\circ$. Поэтому в связных грунтах в верхней части откоса, где высота призмы обрушения мала, угол η близок к 90° . По мере приближения к подошве откос делается более пологим, и угол η становится близок к углу внутреннего трения φ . Такое очертание часто принимают, например; склоны оврагов.

7.2. Сопротивление связных грунтов сдвигу

В сопротивлении сдвигу связных глинистых грунтов заметную, а иногда и основную роль играет сцепление — составляющая, не зависящая от нормального давления. Силы сцепления вызываются рядом факторов:

1) наличием естественных цементов — коллоидных гелей и солей, как растворимых, так и нерастворимых в воде (жесткие цементационные связи); 2) водно-коллоидными связями, образующимися под влиянием сил молекулярного притяжения в результате «склеивающей» способности коллоидных оболочек по поверхности грунтовых частиц (значительную роль в образовании водно-коллоидных связей играют «вязкопластичные связи»); 3) капиллярным давлением в зоне капиллярного увлажнения.

К сцеплению могут быть отнесены также связи между отдельными грунтовыми частицами, возникающие в результате взаимного зацепления, при котором выступы одних частиц входят во впадины других. В этом случае частицы оказывают сопротивление взаимному смещению даже при отсутствии внешнего давления. Влияние перечисленных факторов на сцепление в различных грунтах неодинаково.

Возникновение цементационного сцепления бывает связано с геологической историей образования грунтов. Это сцепление постепенно возрастает в результате взаимодействия частиц и накопления и упрочнения цемента. В связи с этим проф. Н. Я. Денисов называл его сцеплением упрочнения.

В зависимости от природы сил сцепления изменение влажности грунтов отражается на величине сцепления по-разному. Сцепление, вызываемое цементацией, является наиболее устойчивым, если только оно не связано с содержанием в грунте водорастворимых солей, как, например, у лёссов. Капиллярное сцепление исчезает при влажности грунта, превышающей полную капиллярную влагоемкость. В глинистых грунтах его роль весьма мала по сравнению со сцеплением, вызываемым междучастичным давлением.

Сцепление связных грунтов, вызываемое молекулярными силами, снижается с ростом влажности в связи с разъединяющим грунтовые частицы действием проникающих в грунт пленок воды и уменьшением междучастичных сил при увеличении толщины слоев связанной воды, покрывающей грунтовые частицы. Скорости уменьшения сцепления при увеличении влажности зависят от степени уплотнения грунта, его дисперсности и состава жидкой фазы. Для трехфазных грунтов сцепление зависит не только от влажности, но и от уплотнения. Последнее характеризуется степенью заполнения пор влагой, содержащейся в грунте (рис. 7.6).

После окончания деформации сдвига сцепление между взаимно сместившимися объемами грунта восстанавливается лишь частично. В наименьшей степени и через наиболее длительное время восстанавливается сцепление, обусловливаемое действием естественных цементов и нерастворимых солей и нарушаемое при сдвиге вследствие разрушения структуры грунта. Сцепление, связанное с взаимодействием твердых частиц грунта и жидкой фазы, восстанавливается через некоторое время после уплотнения грунта в зоне сдвига.

В связи с этим по предложению проф. Н. Н. Маслова различают так называемое истинное, или структурное, сцепление c_s ,

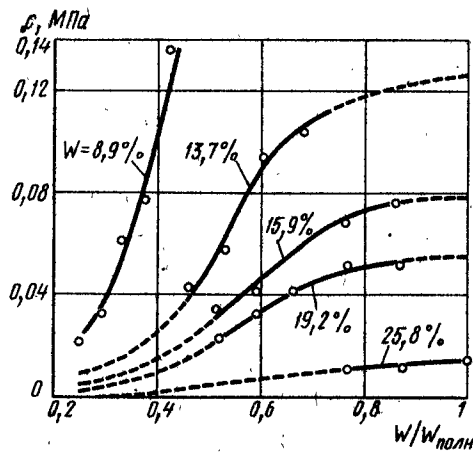


Рис. 7.6. Зависимость сцепления легкого пылеватого суглинка от влажности в долях полной влагоемкости $w_{полн}$ при разной степени уплотнения по опытам В. Д. Казарновского

создаваемое цементационными связями, и восстанавливающееся сцепление (связность) c_b водно-коллоидных связей, величина которого связана преимущественно со степенью увлажнения и уплотнения грунта и может изменяться в широких пределах.

В грунтах с ненарушенной структурой и прочными связями между грунтовыми частицами истинное сцепление достигает нескольких десятых мегапаскалей. Истинное сцепление водонасыщенных грунтов с нарушенной структурой не превышает 1...15 Па. При разделении сцепления на составляющие уравнению сопротивления грунтов сдвигу придают вид

$$\tau = p \operatorname{tg} \varphi_w + c_b + c_c, \quad (7.7)$$

где φ_w — угол внутреннего трения при влажности W .

Внутреннее трение в грунтах проявляется при деформациях сдвига вследствие заклинивания и зацепления отдельных грунтовых частиц друг за друга. Коэффициент внутреннего трения зависит от крупности и формы частиц грунта, от его минералогического состава, влажности и степени уплотнения.

В связных грунтах с большим содержанием тонкодисперсных и коллоидных частиц толщина оболочек воды может приближаться к размеру самих грунтовых частиц. В этих условиях степень ровности минеральных частиц и шероховатость их поверхности играют второстепенную роль, так как их сглаживают оболочки воды. При сдвиге грунтовые частицы скользят друг по другу, причем связанная вода играет роль смазки, поэтому угол внутреннего трения глинистых грунтов быстро уменьшается при повышении влажности грунта (рис. 7.7).

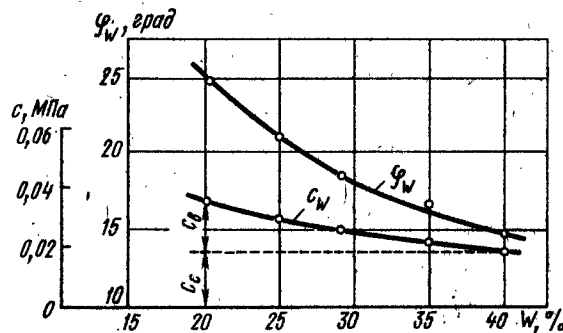


Рис. 7.7. Зависимость сцепления и угла внутреннего трения водонасыщенного плотного суглинка от влажности w (по данным А. П. Фадеевой)

Таблица 7.1. Значения угла внутреннего трения φ (в град) и сцепления c (в МПа) для связных грунтов в условиях естественного залегания

Состояние глинистого грунта	Глина		Суглинок		Супесь	
	φ	c	φ	c	φ	c
Твердое	22	0,1	25	0,06	28	0,02
Полутвердое	20	0,06	23	0,04	26	0,015
Тугопластичное	18	0,04	21	0,025	24	0,01
Мягкопластичное	14	0,02	17	0,015	20	0,005
Текучепластичное	8	0,01	13	0,01	18	0,002
Текущее	6	0,005	10	0,005	14	0

В табл. 7.1 приведены примерные значения углов внутреннего трения и сцепления связных грунтов (без разделения на структурное и восстанавливающееся) в условиях естественного залегания (по Н. Н. Маслову).

Сопротивление сдвигу водонасыщенных связных грунтов зависит от условий воздействия на них нагрузки. При быстром приложении к водонасыщенному грунту сдвигающего давления часть его передается на воду, возникает поровое давление, действующее гидростатически во все стороны и снижающее поэтому нормальные напряжения по поверхности сдвига. В этот период давление, воспринимаемое скелетом грунта, невелико, и сопротивление сдвигу за счет сил внутреннего трения играет малую роль по сравнению с начальным сцеплением грунта.

Поскольку давление, передающееся на грунтовый скелет, равно $p_{гр} = p - p_b$, где p_b — поровое давление — часть давления, воспринимаемая водой в порах грунта, выражение (7.7) применительно к случаю сопротивления сдвигу водонасыщенных грунтов принимает вид

$$\tau = (p - p_b) \operatorname{tg} \varphi + c. \quad (7.8)$$

Здесь значения φ и c соответствуют полной консолидации образцов.

В ряде случаев явление пониженного сопротивления водонасыщенных грунтов сдвигу необходимо учитывать при строительных работах, например при отсыпке насыпей на медленно уплотняющиеся илистые и глинистые отложения. При проверке устойчивости возводимых насыпей и планировании темпов производства работ следует учитывать изменение сопротивления сдвигу грунтов в основаниях в результате возникновения порового давления, соразмеряя величину возникающих при отсыпке грунта сдвигающих напряжений в основании с сопротивлением грунтов сдвигу.

В большинстве случаев в процессе уплотнения водонасыщенного грунта нарастание сопротивления сдвигу опережает его сжатие. Из рис. 7.8 следует, что сопротивление сдвигу грунта стабилизировалось после трех часов уплотнения образцов, в то время как их сжатие продолжалось 24 ч. Это объясняется тем, что при взаим-

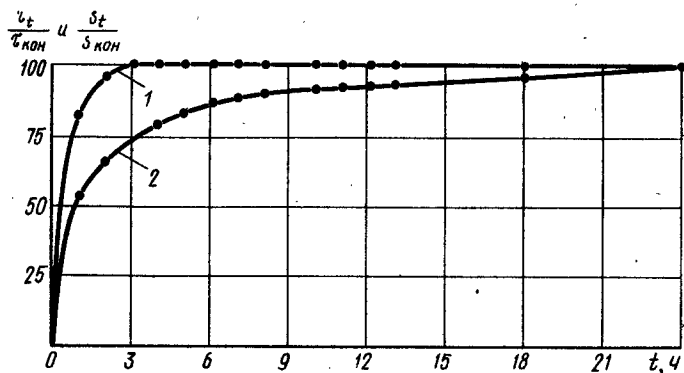


Рис. 7.8. Более быстрое нарастание сопротивления сдвигу τ по сравнению со сжатием образца s (по опытам Н. Н. Маслова): 1 — сопротивление сдвигу; 2 — относительное сжатие

ном сближении грунтовых частиц при уплотнении между ними быстро возникают и развиваются водно-коллоидные связи, что приводит к возрастанию сцепления и угла внутреннего трения по сравнению с их значениями сразу после приложения нагрузки.

Чтобы учесть это обстоятельство, приводящее к повышению устойчивости грунтов, проф. Н. Н. Маслов предложил относить значения сопротивления сдвигу уплотняемых водонасыщенных грунтов к определенным влажностям грунта, учитывая при расчетах изменения последних в процессе консолидации:

$$\tau_w = p \operatorname{tg} \varphi_w + c_w, \quad (7.9)$$

где φ_w и c_w — угол внутреннего трения и сцепление грунта, соответствующие влажности w , характерной для работы грунта в основании сооружения. Значения φ_w и c_w определяют экспериментально в лаборатории.

7.3. Сопротивление сыпучих грунтов сдвигу

В сыпучих грунтах силы сцепления практически отсутствуют или (в случае воздействия капиллярных сил) имеют временный характер и исчезают при высыхании или полном водонасыщении грунта. Поэтому для несвязных грунтов уравнение (7.2) упрощается:

$$\tau = p \operatorname{tg} \varphi. \quad (7.10)$$

Коэффициент внутреннего трения несвязных грунтов зависит от крупности и формы частиц грунта, от его минералогического состава, влажности и степени уплотнения.

Пески с остроугольными шероховатыми частицами обладают значительным внутренним трением, которое объясняется большой величиной неровностей на поверхности частиц и малым влиянием пленок связанной воды на характер этих неровностей. Изменение

влажности песка практически не отражается на значении угла внутреннего трения, так как толщина водяных пленок весьма мала по сравнению с неровностями на поверхности частиц и не может существенно влиять на зацепление взаимно перемещающихся частиц. Наблюдаемое при испытаниях песков на сдвиг незначительное сцепление обычно объясняется присутствием в них пылеватых и глинистых частиц.

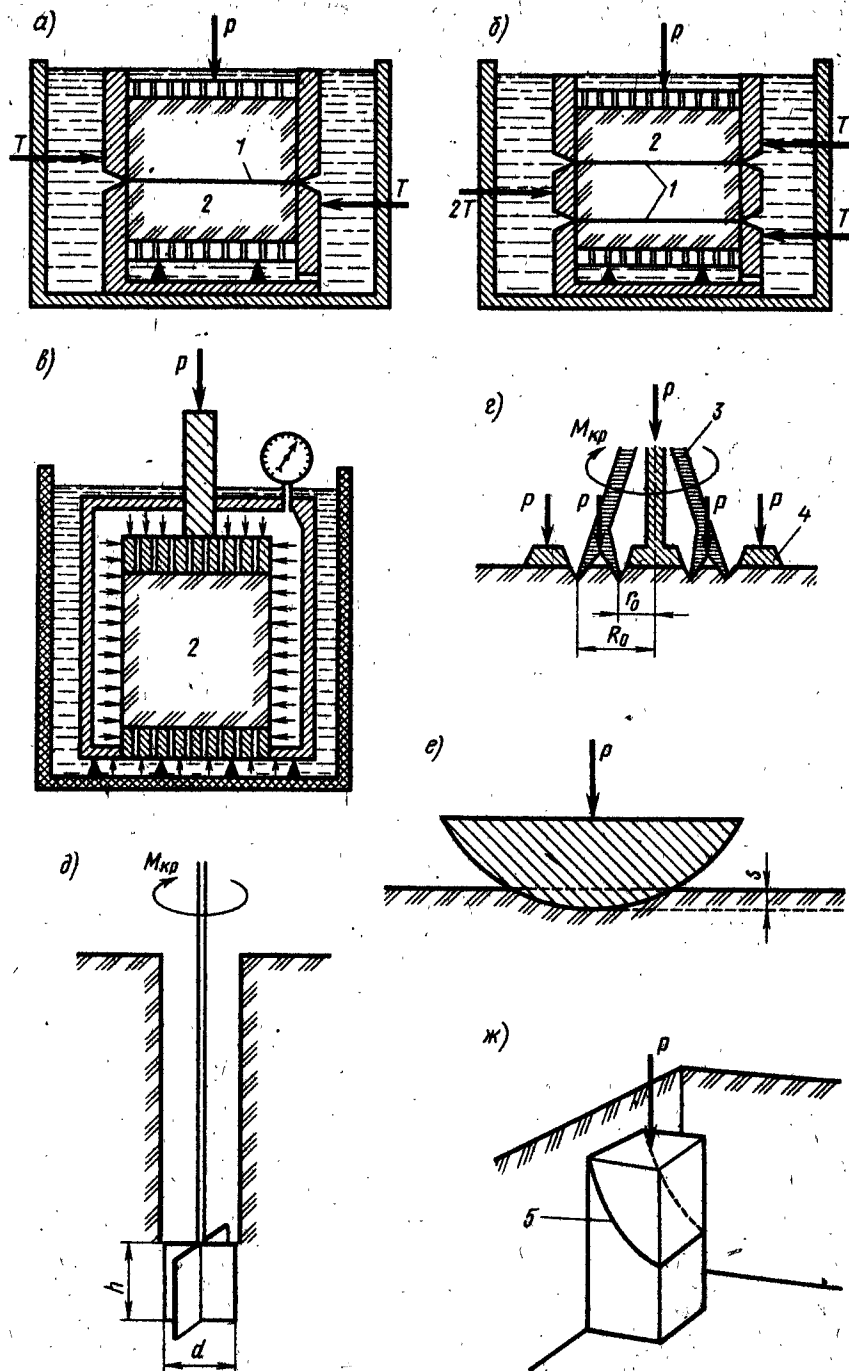
На сопротивление сдвигу несвязных грунтов оказывает существенное влияние степень их уплотнения. При рыхлой укладке грунтовых частиц они легко могут смещаться при сдвиге относительно друг друга. В уплотненном грунте сдвигающейся частице приходится преодолевать существенное сопротивление трению о шероховатые поверхности смежных частиц и сопротивление частиц раздвиганию. В процессе сдвига несвязных грунтов в зоне взаимных смещений грунтовых частиц устанавливается некоторое постоянное для каждого грунта значение пористости, названное Н. М. Герсевановым критической пористостью. Грунты, имеющие пористость меньше критической, при сдвиге разрыхляются, а более рыхлые грунты уплотняются, что видно из рис. 7.2, б (кривая 2).

Значения углов внутреннего трения песчаных грунтов меняются для мелкозернистых и пылеватых грунтов от 26 до 30°, а у крупнозернистых песков с включением гравия — от 30 до 35° в зависимости от степени уплотнения. Горные пески с шероховатыми и остроугольными зернами имеют больший коэффициент внутреннего трения, чем речные и эоловые пески с окатанными зернами.

7.4. Методы экспериментального определения сопротивления грунтов сдвигу

Для установления значений сопротивления сдвигу в образце грунта создают такое напряженное состояние, при котором касательные напряжения превышают сопротивление грунта сдвигу и происходит сдвиг с образованием фиксированных поверхностей скольжения или пластическое деформирование грунта. Это может быть достигнуто несколькими способами: 1) поступательным или вращательным смещением части образца грунта относительно остальной части образца; 2) раздавливанием образцов грунта в условиях трех- или одноосного сжатия; 3) вдавливанием в грунт штампов; 4) проворачиванием в грунте вдавленной крыльчатки с тонкими лопастями; 5) обрушением или сдвигом в условиях естественного залегания вырезанных в стенках шурфа призм грунта. Могут также быть использованы данные о деформациях грунтовых массивов в природных условиях, например при оползнях горных склонов и обрушения откосов выработок, если можно надежно определить местоположение поверхности сдвига.

Во всех методах испытаний угол внутреннего трения и сцепления определяют путем решения уравнений, связывающих внешнюю силу, действующую на образец, и силу сопротивления сдвигу по поверхности скольжения, замеренную при испытании нескольких



образцов при разных значениях внешней нагрузки. Результаты расчетов получаются тем надежнее, чем точнее соответствуют допущения применяемой расчетной схемы фактическим условиям деформирования образцов грунта. Точность результатов испытаний при определении сопротивления сдвигу во многом зависит от методики их проведения (скорость нагружения и деформирования образцов, условия отвода воды от образцов). В практике лабораторных испытаний наиболее распространенными являются методы среза грунта и трехосного сжатия.

При испытаниях на сдвиговых приборах образец грунта закладывают в обойму, одна из частей которой имеет возможность смещения по отношению к другой (рис. 7.9, а, б). Этот метод, положенный в основу конструкций наиболее распространенных приборов Н. Н. Маслова и Н. А. Цытовича, применим для измерения сопротивления сдвигу при малом значении деформации. При большой деформации в получаемые результаты вносится искажение вследствие уменьшения сечения сдвигаемого образца в процессе испытания.

Угол внутреннего трения φ и сцепление c определяют графически, строя зависимость между касательными и нормальными напряжениями в момент начала среза ряда образцов, испытываемых при различных значениях нормального давления.

В приборах для трехосного сжатия (рис. 7.9, в) цилиндрический образец (с соотношением диаметра к высоте 1:2—1:1,5), заключенный с боков в резиновую оболочку, кроме вертикального нагружения подвергают боковому давлению жидкости или газа. Обычно для этой цели применяют несколько отличающиеся приборы, чем для компрессионных испытаний (см. рис. 6.8), в которых образец всегда находится под постоянным давлением. При испытаниях боковое давление выдерживают постоянным, а вертикальное постепенно увеличивают до начала разрушения образца. Это разрушение устанавливают по началу быстрого прироста величины сжатия. Угол внутреннего трения и сцепление определяют графически, строя огибающие кругов Мора с радиусами $(\sigma_{\text{верт}} - \sigma_{\text{гор}})/2$, по результатам испытаний нескольких образцов (см. § 8.1).

При использовании приборов сдвиговых или для трехосного сжатия условия деформации образца должны строго соответствовать условиям работы грунта в сооружении. Грунт можно деформировать в приборе быстро нарастающей нагрузкой без отвода из него воды, что характерно для быстро загружаемых слабопроницаемых глинистых грунтов, или нагрузкой, прилагаемой настолько медленно, что удаление воды из образца происходит постепенно

Рис. 7.9. Схемы приборов и методов для определения сопротивления грунтов сдвигу: а — односрезный; б — с двумя поверхностями среза; в — для трехосного сжатия; г — для кольцевого среза; д — крыльчатка; е — шаровой штамп; ж — метод обрушения монолита в грунте; 1 — плоскость среза; 2 — образец грунта; 3 — срезающий кольцевой штамп; 4 — пригрузка поверхности грунта; 5 — поверхность обрушения

и беспрепятственно. Образцы могут быть предварительно полностью уплотнены вертикальной нагрузкой или деформироваться сразу после приложения уплотняющей нагрузки при незакончившемся процессе уплотнения. В связи с этим различают:

консолидированно-дренированный (эффективный) сдвиг — уплотнение образца вертикальной нагрузкой полностью завершено, вода имеет возможность выхода из него; срезающее усилие прилагается настолько медленно, что избыточное поровое давление, возникающее при деформациях в процессе сдвига, успевает исчезнуть;

неконсолидированно-недренированный (ускоренный) сдвиг — уплотнение образца вертикальной нагрузкой закончено, но срезающее усилие прилагается настолько быстро, что вода при срезе не имеет возможности или не успевает выйти из образца. Плотность и влажность грунта при этом не изменяются;

консолидированно-недренированный (нейтральный) сдвиг — образцы, уплотненные одинаковой начальной нагрузкой, соответствующей действующему на них бытовому давлению, срезают неуплотненными при быстром приложении вертикальной и горизонтальной нагрузок и при невозможности выжимания из них воды. При таком испытании вертикальная нагрузка на грунт воспринимается поровой водой и сопротивление сдвигу зависит только от сцепления.

Методика испытаний существенно влияет на получаемые характеристики сопротивления водонасыщенных глинистых грунтов сдвигу. По данным проф. Г. П. Чеботарева, при испытании одного и того же грунта было получено: при нейтральном сдвиге угол внутреннего трения $\varphi=0^\circ$, при ускоренном $\varphi=12...20^\circ$ и при эффективном $\varphi=30^\circ$.

Определение сопротивления сдвигу путем одноосного сжатия возможно только для связных грунтов, из которых можно вырезать образец для испытаний. Из строительной механики известно, что максимальное напряжение сдвига развивается по площадкам, наклоненным под углом 45° к направлению главных напряжений, и равно $\tau = (\sigma_1 - \sigma_3) / 2$. При одноосном сжатии $\sigma_3 = 0$ и, следовательно, $c = \sigma_1 / 2$.

Для изучения коэффициента внутреннего трения и сцепления грунта при большой деформации сдвига лучшие результаты дают приборы, в которых смещение грунта происходит по кольцевой поверхности при постоянной площади сдвига (приборы Г. И. Покровского, М. Хворослева, см. рис. 7.9, з).

Испытания на срез проворачиванием крыльчатки (см. рис. 7.9, д) проводят преимущественно в полевых условиях — в буровых скважинах при илистых грунтах и переувлажненных пластичных глинах. В этих грунтах отбор образцов с ненарушенной структурой вызывает значительные трудности, а часто практически невозможен. Вдавливая крыльчатку в зону грунта, не нарушенную бурением, определяют сопротивление сдвигу без разделения на трение и сцепление по величине крутящего момента $M_{кр}$ (Н · см), необходи-

мого для проворачивания крыльчатки со скоростью $0,1...0,2^\circ$ в 1 с. Соотношение диаметра d и высоты крыльчатки h рекомендуется обычно 1:2.

Если принять (в связи с разным значением смещения грунта при повороте основания крыльчатки), что эпюра сопротивления сдвигу в плоскости оснований крыльчатки по направлению радиуса имеет вид треугольника и сопротивление сдвигу по вертикальным и горизонтальным поверхностям среза одинаково, то момент сопротивления грунта срезу

$$M_{кр} = \frac{\pi d^2 h}{2} \left(1 + \frac{d}{3h}\right) \tau. \quad (7.11)$$

Испытания крыльчаткой позволяют оценить структурную прочность (чувствительность) грунтов, сопоставляя крутящий момент при первом повороте, когда в сопротивлении сдвигу участвуют и силы структурного сцепления, с крутящим моментом после нескольких проворачиваний крыльчатки, когда сцепление нарушено.

Метод оценки сопротивления сдвигу, основанный на вдавливании в связные грунты шарового штампа, был предложен проф. Н. А. Цытовичем. Имеются портативные приборы для лабораторных испытаний и установки для полевых испытаний. Сопротивление сдвигу вычисляют по теоретической формуле акад. А. Ю. Ишлинского для вдавливания шарового штампа в идеально пластичное тело:

$$c = K \frac{P}{\pi D s}, \quad (7.12)$$

где c — сцепление; K — коэффициент, равный для пластичных тел 0,18 (по А. Ю. Ишлинскому); P — нагрузка на штамп; D — диаметр шара; s — глубина вдавливания.

Метод обрушения призм грунта (см. рис. 7.9, ж), а также и контрольных пересчетов деформаций грунтовых склонов в природных условиях позволяет в некоторой степени учесть особенности структуры и сложения грунта. Последовательно возрастающими нагрузками доводят призму до обрушения, а затем по замеренной поверхности обрушения определяют расчетом (см. § 7.2) суммарное сопротивление сдвигу или, по данным нескольких испытаний с призмами разной величины, его параметры c и φ .

Несмотря на многообразие описанных выше методов оценки сопротивления сдвигу, основным из них утвержденным ГОСТ 12248—78, является лабораторное определение на срезных приборах в условиях завершённой консолидации, в наибольшей степени удовлетворяющее требованиям практики гражданского и промышленного строительства.

Простейший способ проведения испытаний грунта на срез, при котором разные образцы уплотняются различными нормальными давлениями, имеет методический недостаток, заключающийся в том, что коэффициент пористости образцов, испытываемых при вертикальном нагружении разными нагрузками, в момент среза неодина-

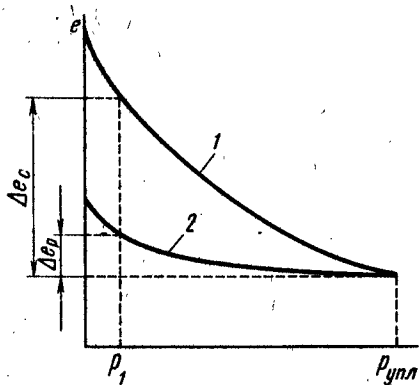


Рис. 7.10. Обеспечение практически постоянного коэффициента пористости срезывания переуплотненных образцов: 1 — ветвь сжатия; 2 — ветвь разгрузки; Δe_c — интервал изменения коэффициента пористости образцов при обычной методике среза; Δe_p — интервал при срезе переуплотненных образцов

ков. По этой причине найденное при испытаниях сопротивление сдвигу различных образцов одного и того же грунта фактически относится к разным степеням его уплотнения, т. е. к разным состояниям грунта.

Наиболее распространенный метод, позволяющий частично устранить этот недостаток, заключается в том, что все образцы уплотняют одинаковой нагрузкой, равной наибольшему нормальному давлению при опытах на срез. Эта максимальная уплотняющая нагрузка должна соответствовать по компрессионной кривой коэффициенту пористости, характерному для работы сооружения (рис. 7.10).

Перед опытом каждый образец разгружают до нагрузки, при которой он должен быть срезан. Несмотря на происходящее набухание, коэффициент пористости образцов изменяется в сравнительно малых пределах Δe_p , поэтому срезание всех образцов происходит при практически одинаковой степени уплотнения.

Проф. Н. Н. Маслов предложил более точный, но и более трудоемкий способ. опыты проводят с образцами, имеющими разную влажность при разных величинах уплотняющего вертикального давления. На основе данных испытаний строят вспомогательный график сопротивления сдвигу от влажности образца после опыта

при разных нормальных давлениях (рис. 7.11, а). Затем для равных значений влажности, используя проведенные по опытным точкам средние кривые, строят обычно графики $s=f(p)$, по которым определяют значения сцепления и угла внутреннего трения (рис. 7.11, б).

ГЛАВА 8 ПРОЧНОСТЬ ГРУНТОВ

8.1. Напряженное состояние и прочность грунтов

Давление от внешних нагрузок, приложенных к грунту, распространяясь в глубь грунта, создает в нем внутренние усилия, интенсивность которых характеризуется напряжениями — величинами сил, приходящихся на единицу площади. Поскольку грунт состоит из отдельных частиц, размеры и расположение которых случайны, отдельные реальные силы, действующие в точках контакта между частицами, при рассмотрении напряженного состояния грунтов заменяют воображаемыми силами, равномерно распределенными по сечению. Напряжения раскладывают обычно на составляющие: нормальное напряжение σ , действующее перпендикулярно рассматриваемой площадке, и касательное напряжение τ , действующее в плоскости этой площадки.

Механика грунтов использует общую теорию напряженного состояния, разработанную в строительной механике, учитывая при этом некоторые особенности физико-механических свойств грунтов — малое сопротивление сдвигающим усилиям, наличие внутренних сил, придающих грунту связность, а в водонасыщенных грунтах и порового давления, создаваемого просачивающейся водой.

Напряжения, возникающие в какой-либо точке грунта, являются результатом суммарного действия нескольких систем сил: внешней нагрузки, передающейся на грунт от сооружения и транспортных средств; собственного веса грунта (с учетом взвешивающего эффекта грунтовой воды); междучастичных сил связности; порового давления; капиллярного давления.

Происходящие при действии внешних нагрузок деформации грунта, заключающиеся в перемещениях его частиц в новое положение, могут быть разделены на две группы: а) деформация сжатия — грунтовые частицы укладываются более тесно и грунт уплотняется, а сопротивление его нагрузкам растет; б) деформации сдвига — в грунте происходят взаимные смещения грунтовых частиц, приводящие к так называемым пластическим деформациям грунта, большим по величине и не пропорциональным приложенному давлению.

Такое разделение деформаций по видам является условным. Фактически деформация какого-либо объема грунта всегда содержит элементы как сжатия, так и сдвига. При уплотнении грунта всегда происходят смещения (сдвиги) отдельных частиц и структурных элементов относительно друг друга. При сдвиге, как отмеча-

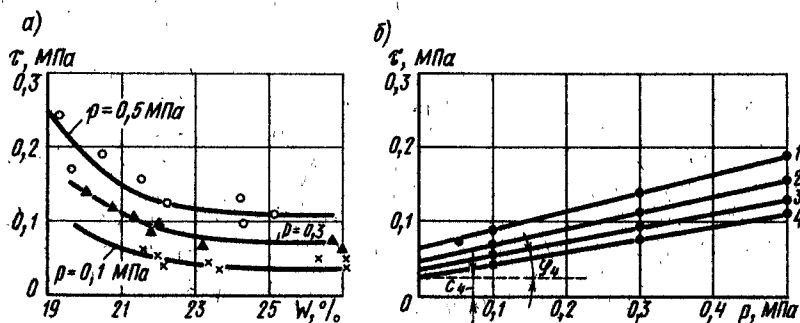


Рис. 7.11. Определение параметров сопротивления сдвигу по Н. Н. Маслову: 1 — $w_1=20\%$; $\gamma_1=14^\circ30'$; $c_1=0,063$ МПа; 2 — $w_2=21\%$; $\gamma_2=12^\circ30'$; $c_2=0,045$ МПа; 3 — $w_3=22\%$; $\gamma_3=10^\circ30'$; $c_3=0,037$ МПа; 4 — $w_4=25\%$; $\gamma_4=10^\circ$; $c_4=0,026$ МПа

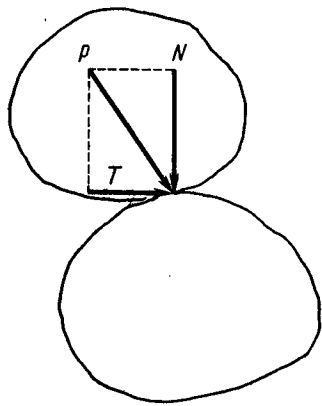


Рис. 8.1. Передача давления от одной частицы к другой

лось в § 7.1, возникают процессы уплотнения и разрыхления, поэтому, когда говорят о сжатии грунта, имеют в виду деформацию, при которой процессы сжатия существенно преобладают над сдвигом.

При передаче давления от одной грунтовой частицы к другой (рис. 8.1) действующая под углом к площадке контакта между частицами сила P может быть разложена на две составляющие: нормальную к площадке N и приложенную в плоскости площадки контакта касательную T . Первая из них прижимает частицы грунта друг к другу, способствуя повышению устойчивости их взаимного положения. Касательные напряжения стремятся сдвинуть одну частицу по другой. Если эти напряжения превысят внутреннее сопротивление грунта сдвигу, то возникнут пластические деформации сдвига грунта, которые являются признаком нарушения его прочности в данной зоне.

Рассмотрим условия, при которых могут возникнуть сдвиги в элементарном объеме грунта, для простейшего случая так называемой плоской задачи, когда нагрузка передается на грунт через очень длинную полосу и в любом сечении, нормальном к продольной оси загруженной полосы, нагрузка и вызванные ею напряжения остаются одинаковыми. Примерами такого случая являются длинные дорожные насыпи постоянной высоты, подпорные стенки, ленточные фундаменты.

Действующие на выделенную в некоторой точке A произвольно ориентированную элементарную площадку dl напряжения будут состоять из нормальной σ и касательной τ составляющих полного (радиального) напряжения σ_R от внешней нагрузки, а также из нормальных к ней эквивалентного давления внутренних сил связности и давления от собственного веса грунта, принимаемого обычно при расчетах устойчивости гидростатическим. Напряжения могут быть найдены для любой внешней нагрузки методами, изложенными в гл. 9. В некоторых случаях может потребоваться и учет гидродинамического давления просачивающейся воды. Равнодействующая всех этих сил образует с нормалью к площадке dl угол θ , называемый углом отклонения (рис. 8.2).

Вероятность потери устойчивости грунта и начала сдвигов по выделенной площадке тем выше, чем больше соотношение между касательным и суммарным нормальным напряжением $\tau/(\sigma + p_e + \gamma z)$, т. е. чем больше угол отклонения θ .

Для каждой из точек грунтового массива существует площадка, у которой угол отклонения имеет максимальное значение (угол наибольшего отклонения). Грунт в рассматриваемой точке или

объеме устойчив, если касательные напряжения по площадке, в которой угол отклонения θ является максимальным, не превышает сопротивления грунта сдвигу, т. е.

$$\operatorname{tg} \theta_{\max} = (\tau/\sigma)_{\max} \leq f = \operatorname{tg} \psi, \quad (8.1)$$

где f — коэффициент сопротивления грунта сдвигу.

По аналогии с общей теорией трения несмазанных поверхностей можно выразить коэффициент f через угол сопротивления сдвигу ψ , соответствующий нормальному напряжению в грунте σ .

В наиболее простом случае сыпучих грунтов, когда сцепление отсутствует, предельно возможно значение угла наибольшего отклонения θ равно углу внутреннего трения ψ . В этом случае возникает предельное напряженное состояние и в этих местах начинаются сдвиги. В связных грунтах угол наибольшего отклонения θ_{\max} зависит и от сцепления. При определении θ_{\max} в этом случае должно быть учтено уравнение (7.3), согласно которому $p_e = c \operatorname{ctg} \psi$. Величина p_e также должна быть добавлена к главным напряжениям σ_{\max} и σ_{\min} .

Для оценки напряженного состояния грунтового массива в основаниях сооружений очень наглядным, хотя и трудоемким является построение изолиний равных значений углов наибольших отклонений. На поперечном разрезе основания разбивают сетку квадратов и для их углов находят значения θ_{\max} , проводя потом изолинии равных величин θ_{\max} , кратных градусу. Контуры θ_{\max} характеризуют зоны, в пределах которых устойчивость грунта нарушается при разных значениях угла сопротивления грунта сдвигу и возникают сдвиги (рис. 8.3). Проф. Н. П. Пузыревский предложил называть их линиями одновременного разрушения.

Математические выражения для определения предельных допустимых соотношений между напряжениями в грунтах при сохранении их прочности, а также для определения углов наибольшего отклонения могут быть получены с помощью графика, известного в строительной механике под названием круга напряжений Мора (рис. 8.4). Это графическое построение выражает основную зависимость между напряжениями в какой-либо точке.

В случае нагрузки, приложенной к бесконечной полосе (плоская

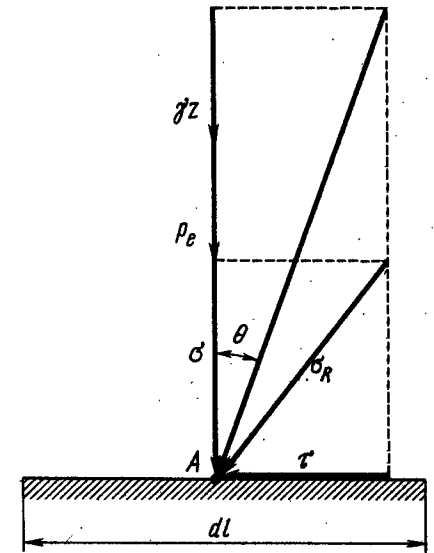


Рис. 8.2. Схема к определению угла наибольшего отклонения

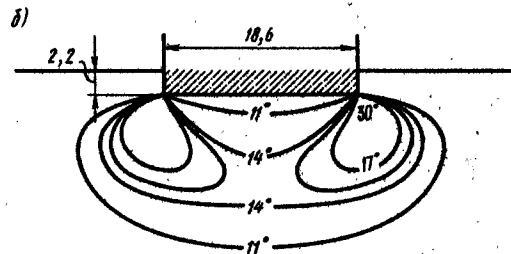
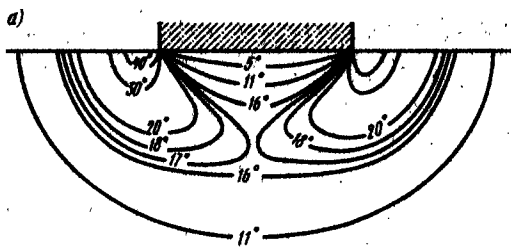


Рис. 8.3. Пример линий равных углов отклонения по Н. П. Пузырьскому (нагрузка — 0,31 МПа; $\gamma = 1,85 \text{ г/см}^3$): а — нагрузка приложена к поверхности грунта; б — нагрузка заглублена на 2,2 м

задача), если отложить по оси абсцисс главные напряжения σ_1 и σ_3 , причем $\sigma_1 > \sigma_3$, то, используя окружность радиусом $(\sigma_1 - \sigma_3)/2$, описанную на разности этих отрезков как на диаметре, можно путем ряда графических построений или расчетов определить все составляющие напряжений, действующих по любой площадке, проходящей через рассматриваемую точку. При этом, как отмечалось выше, должны учитываться напряжения в грунте от всех действующих сил.

Максимально возможная величина касательных напряжений $\tau_{\max} = (\sigma_1 - \sigma_3)/2$ графически равна радиусу круга Мора.

Предельный случай соотношений главных напряжений, при котором грунт продолжает оставаться в устойчивом состоянии и в нем не возникает пластических деформаций, определяется касанием кругом Мора прямой, выражающей закон Кулона:

$$\tau = (\sigma_{\text{вн}} + p_e) \operatorname{tg} \varphi, \quad (8.2)$$

где $\sigma_{\text{вн}}$ — напряжения от внешней нагрузки и веса грунта (рис. 8.4); p_e — внутреннее давление. Если при постоянном значении меньшего

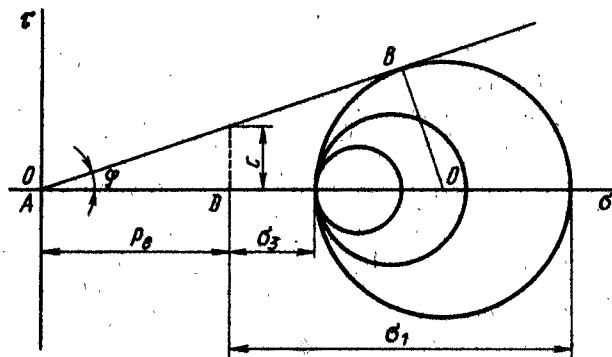


Рис. 8.4. Определение предельного соотношения между τ и σ с помощью круга Мора

главного напряжения σ_3 постепенно увеличивать большее σ_1 , то в предельном положении круга Мора будет соблюдаться соотношение

$$\overline{BO} = \overline{AO} \sin \varphi, \quad (8.3)$$

но

$$\overline{BO} = (\sigma_1 - \sigma_3)/2; \quad (8.4)$$

$$\overline{AO} = \overline{AD} + \overline{DO} = c \operatorname{ctg} \varphi + \sigma_3 + (\sigma_1 - \sigma_3)/2, \quad (8.5)$$

откуда

$$\sigma_1 - \sigma_3 = 2 \sin \varphi [c \operatorname{ctg} \varphi + (\sigma_1 + \sigma_3)/2]. \quad (8.6)$$

Преобразуя выражение (8.7), получаем искомое уравнение («критерий прочности» Ренкина — Мора), характеризующее прочность грунтов, обладающих сцеплением и внутренним трением:

$$(\sigma_1 - \sigma_3)/(2c \operatorname{ctg} \varphi + \sigma_1 + \sigma_3) = \sin \varphi. \quad (8.7)$$

Во всех случаях, когда левая часть уравнения равна или меньше $\sin \varphi$, в грунте отсутствуют явления пластических деформаций сдвига.

Для сыпучих грунтов при $c=0$ уравнение принимает вид

$$(\sigma_1 - \sigma_3)/(\sigma_1 + \sigma_3) = \sin \varphi. \quad (8.8)$$

В этом случае угол наибольшего отклонения $\theta = \varphi$.

Для связных водонасыщенных глинистых грунтов при φ , весьма малом или близком к нулю, и при сцеплении c , существенно большем произведения $\sin \varphi (\sigma_1 + \sigma_3)$, которым можно пренебречь, уравнение упрощается:

$$(\sigma_1 - \sigma_3)/2 = c = \tau_{\max}. \quad (8.9)$$

Эта зависимость носит название условия прочности Кулона или Сен-Венана.

При испытаниях грунтов в стабилометрах на трехосное сжатие, когда создается действующее на образец всестороннее гидростатическое давление $\sigma_3 = \sigma_2$, на одном графике строят круг Мора по данным испытаний нескольких одинаковых образцов при разной величине σ_1 и σ_2 . Условия предельного состояния соответствуют общей касательной к обоим кругам (рис. 8.5).

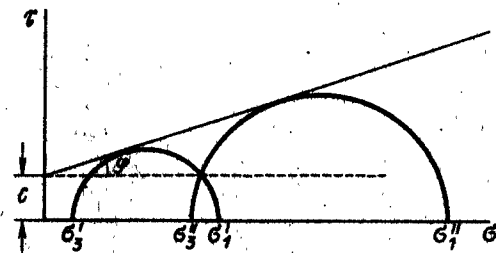


Рис. 8.5. Определение угла внутреннего трения и сцепления по данным испытания нескольких образцов на трехосное сжатие

Полученные выше критерии прочности грунта характеризуют общие условия возникновения пластических сдвигов в отдельных точках грунтового массива, где создаются неблагоприятные сочетания напряжений.

Построение границ зон пластических сдвигов в основаниях сооружений на слабых грунтах с малыми углами внутреннего трения и коэффициентами сцепления полезно для наглядного представления о степени устойчивости сооружений. Оно может быть произведено путем решения на ЭВМ уравнения (8.8) с точным учетом величин напряжений σ_1 и σ_3 , собственного веса грунта и внутренних сил связности. Однако, как будет рассмотрено в гл. 10, образование ограниченной по размерам области пластических сдвигов еще не свидетельствует о потере устойчивости всего грунтового массива. Допустимая степень развития пластических сдвигов связана с эксплуатационными требованиями к возводимым на грунтах сооружениям, в частности к допустимой их осадке и скоростям ее протекания (см. гл. 10).

8.2. Изменение прочности грунтов во времени (реологические свойства грунтов)

В связи со сложностью и многообразием процессов, происходящих в грунтах под действием поля напряжений, созданного внешней нагрузкой или в результате изменения водно-теплового режима грунта, деформации грунтов протекают не мгновенно, а развиваются в течение некоторого отрезка времени, часто растягивающегося на длительный период. За это время в грунте происходят процессы перегруппировки структурных агрегатов и грунтовых частиц, разрушения существовавших между ними цементационных связей и возникновения новых связей коллоидной природы, перемещение в порах воды и воздуха, которые из областей с большими напряжениями сжатия вытесняются в менее напряженные области или на поверхность грунтового массива.

В соответствии со степенью развития этих процессов и постепенно нарастающей деформации изменяется во времени и реактивное сопротивление, оказываемое грунтом внешним нагрузкам. Учет этих процессов имеет большое значение для ряда случаев строительной практики, например при расчетах неразрезных железобетонных мостов, подпорных стенок и насыпей на слабых грунтах.

В некоторых случаях при кратковременных приложениях нагрузок замедленность протекания деформаций грунтов во времени позволяет им выдерживать существенно большие кратковременные нагрузки, чем при длительном статическом нагружении. Поэтому иногда в средней части взлетно-посадочных полос аэродромов, где самолеты при пробеге и разбеге движутся с высокой скоростью, а стоянка их запрещена, строят более тонкие покрытия, чем на концевых участках. Это понятно из схемы, приведенной на рис. 8.6. Деформация грунта s_t от тяжелой нагрузки p_1 за короткий период

времени t_1 равна деформации от длительного действия намного меньшей нагрузки p_3 .

Иногда, наоборот, процессы разрушения структуры грунтов и переориентирования взаимного расположения структурных агрегатов и грунтовых частиц в процессе длительного нагружения грунтов получают настолько большое развитие, что их прочность постоянно значительно снижается.

Известен ряд случаев, когда сооружения, длительное время исправно выполнявшие свое назначение, внезапно разрушались без какой-либо внешней причины. Анализ случаев разрушения подпорных стенок в окрестностях Лондона показал, что сцепление однородных глин в момент аварии, определенное путем контрольных расчетов, было тем меньшим, чем больше был срок службы стенки. Расчетная величина сцепления грунта за 60 лет снизилась более чем в 3,5 раза — с 0,015 до 0,004 МПа. Таким образом, для ряда грунтов сопротивление нагрузкам является функцией длительности их нахождения в напряженном состоянии, что приходится учитывать при расчетах, различая мгновенную прочность при непродолжительном воздействии нагрузок, расчетную прочность, соответствующую заданному сроку эксплуатации сооружения t , и длительную прочность.

В связи с этим в последние годы в механике грунтов уделяется большое внимание изучению реологических свойств грунтов — закономерностей протекания деформаций и изменения сопротивления нагрузкам во времени. Из процессов, изучаемых в реологии грунтов, основными являются релаксация и ползучесть.

Релаксацией грунтов называют постепенное уменьшение напряжений в результате перехода при длительном действии нагрузок упругих деформаций в пластические. Если, например, сжав на прессе образец грунта, закрепить поршни и периодически измерять действующее на них реактивное давление грунта, то последнее будет постепенно снижаться, приближаясь к некоторой постоянной величине. Это явление связано с постепенно протекающими в грунте процессами выравнивания местных напряжений в результате разрушения перегруженных контактов, смещения некоторых грунтовых частиц, раздробления наиболее слабых структурных агрегатов и др. В результате сопровождающего ее уплотнения релаксация иногда приводит к упрочнению грунта.

Ползучестью грунтов называют способность их испытывать длительно протекающую деформацию при постоянной нагрузке, связанную с возникновением микротрещин в структурных агрегатах и последующим постепенным прогрессирующим разрушением наи-

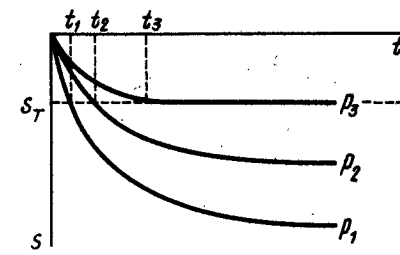


Рис. 8.6. Время, необходимое для достижения равных значений деформации при разных нагрузках

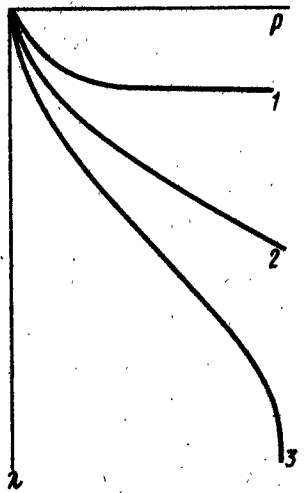


Рис. 8.7. Протекание деформации образцов грунта во времени при разных стадиях проявления ползучести грунта: 1 — затухающая деформация; 2 — установившаяся ползучесть; 3 — прогрессирующее течение

более напряженных структурных элементов и цементационных связей между ними. Большое значение в этом процессе имеют деформации водно-коллоидных пленок в точках контакта.

Таким образом, в основе процессов релаксации и ползучести лежат неравномерность распределения напряжений в элементах, составляющих грунтовый массив, и их неравнопрочность.

В зависимости от нагрузки, приложенной к грунту, его деформация λ может по-разному развиваться во времени (рис. 8.7). Если внутренние деформации в грунте сводятся главным образом к увеличению числа контактов и к более плотной укладке грунтовых частиц и агрегатов, то деформация сжатия или сдвига грунта имеет затухающий характер и прекращается по достижении некоторой величины. Если приложить к грунту большую нагрузку, то в некоторых случаях деформация протекает с практически постоянной скоростью. Такой характер деформации называется *установившейся ползучестью* или *пластическим течением*.

При испытаниях образцов грунта установившаяся ползучесть обычно через некоторое время, зависящее от величины действующих напряжений, переходит в прогрессирующее течение с разрушением. При еще больших нагрузках (кривая 3) пластические деформации происходят со все возрастающей скоростью («прогрессирующее течение») и завершаются разрушением образца, а в естественных условиях — к развитию оползания или просадки насыпи в подстилающий слабый водонасыщенный грунт.

По данным проф. Н. Н. Маслова, ползучесть связана со способностью водно-коллоидных связей в грунте медленно деформироваться под действием нагрузки, если касательные напряжения в грунте превышают величину части общего сопротивления сдвигу, зависящую от внутреннего трения и структурного сцепления (порог ползучести), т. е. при условии

$$\sigma \operatorname{tg} \varphi + c_c < \tau < \sigma \operatorname{tg} \varphi + c_c + c_w$$

Процессы, описанные выше применительно к испытанию образца грунта, протекают и при деформациях сползания больших массивов грунта и при действии на грунт нагрузок, например при осадках сооружений. Однако в последнем случае характер происходящих явлений более сложен, так как при погружении фундамента в подстилающий грунт из-за влияния пригрузки от собственного веса грунта меняется напряженное состояние и уменьшается размер

областей развития пластических деформаций (см. рис. 9.26), что часто способствует затуханию ползучести.

Изучение реологических процессов в грунтах имеет конечной целью установить математические зависимости, описывающие протекание деформаций в грунтах во времени.

В литературе по механике грунтов широко используют механические модели деформирования которых с большей или меньшей степенью приближения отображают известный из опытов характер протекания деформации у грунта. Эти модели дают качественное наглядное представление о процессах деформации грунтов во времени, облегчая понимание процессов, протекающих в деформируемом грунте.

При наличии определенных из опытов параметров грунтов дифференциальное уравнение, которое связывает напряжения и деформации со скоростью их протекания, дает возможность моделировать с некоторым приближением процесс протекания деформации грунта во времени.

При построении механических моделей используют простые элементы, характеризующие отдельные составляющие общей деформации грунта (рис. 8.8).

1. Упругие деформации, выражаемые законом Гука (рис. 8.8, а):

$$\sigma = E \lambda_{\text{упр}} \quad (8.10)$$

(где $\lambda_{\text{упр}}$ — обратимая относительная деформация), моделируют пружиной.

2. Вязкое течение, при котором касательное напряжение пропорционально скорости деформации («ньютоновская жидкость»):

$$\tau = \eta \frac{d\lambda}{dt} \quad (8.11)$$

(где η — коэффициент вязкости грунта с разрушенной структурой;

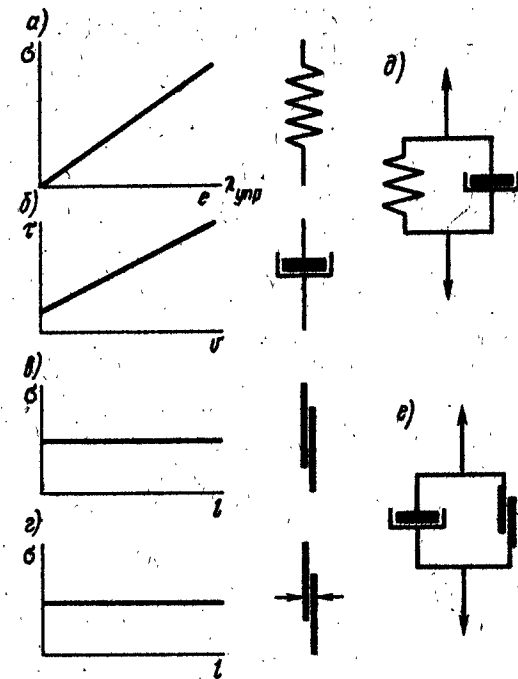


Рис. 8.8. Условные обозначения элементов реологических моделей (слева график зависимости, справа — выражающий ее элемент модели)

l — деформация), моделируют цилиндром, заполненным вязкой жидкостью, внутри которой перемещается поршень (рис. 8.8, б).

3. Пластические деформации, протекающие при постоянной величине напряжений, превышающих сопротивление сдвигу («пластическое тело Сен-Венана»), моделируют площадками с постоянным по величине трением, не зависящим от нормальной силы (рис. 8.8, в).

4. Пластические деформации, соответствующие предельному состоянию, описываемому законом Кулона (рис. 8.8, г), моделируют площадками, к которым приложены силы.

Комбинируя эти элементы, можно составлять более сложные механические системы, графики напряжений и деформаций которых во времени будут с той или иной точностью описывать аналогичные кривые для реальных грунтов.

На рис. 8.8, д, е показаны модели, отражающие упрощенные закономерности, используемые иногда в механике грунтов. На рис. 8.8, д модель Фойгта отражает предпосылки, положенные в основу теории фильтрационной консолидации грунтов Терцаги — Герсеванова (рис. § 12.4).

На рис. 8.8, е показана модель вязкопластичного тела Бингама, используемая при расчетах на длительную устойчивость сооружений, работающих на сдвиг. До тех пор, пока напряжения меньше сопротивления сдвигу в трущихся элементах, деформации не происходят. При преодолении его деформация может неограниченно возрастать, подчиняясь уравнению

$$\sigma_t = \sigma_s + \eta \frac{d\lambda_{\text{ост}}}{dt}, \quad (8.12)$$

где η — коэффициент вязкости грунта с разрушенной структурой; $\lambda_{\text{ост}}$ — необратимая относительная деформация.

Из формулы следует, что коэффициент вязкости — коэффициент пропорциональности между скоростью деформации и активной частью сдвигающего напряжения.

Стремление точнее отразить многообразные процессы, протекающие в реальных грунтах, приводит к весьма сложным моделям, теряющим свою наглядность.

Исследования в области реологии грунтов осложняются тем, что параметры реологических зависимостей для грунтов не являются постоянными. Величина их зависит от напряженного состояния грунта, его влажности, степени уплотнения, температуры и др., причем в зависимости от состояния один и тот же грунт может характеризоваться различными моделями.

Все сказанное хотя и затрудняет решение задачи, но успешно преодолевается исследователями. За последние годы советские и зарубежные ученые решили ряд важных задач прогноза скорости осадок сооружений на слабых основаниях с учетом ползучести грунтов, их объемной сжимаемости, наличия в грунтах воздуха и т. д.

8.3. Прочность грунтового массива и расчетные схемы его сопротивления внешним нагрузкам

Рассмотренные в § 8.1 нарушения устойчивости грунта в отдельных точках грунтового массива развиваются не одновременно. При постепенном увеличении нагрузки на грунт такие нарушения проявляются в отдельных точках, затем количество таких точек возрастает и, сливаясь, они образуют в грунте зоны или области, в которых грунт как бы выжимается из-под нагрузки в стороны (боковое выпирание грунта). Роль бокового выпирания не одинакова при разных нагрузках. При малой нагрузке на грунт деформация происходит в основном в виде уменьшения объема грунта (уплотнение). Чем больше нагрузка, действующая на грунт, тем большее значение приобретает боковой сдвиг.

Рассмотрим процессы, происходящие в грунтовом массиве при постепенном возрастании нагрузки, передающейся на него через площадку ограниченных размеров, плотно прилегающую к поверхности грунта. Примером такого процесса может служить возведение стенки из каменной кладки или сплошное возведение насыпи. Если измерять конечные осадки после каждого приложения нагрузки, то график зависимости осадки штампа от нагрузки будет иметь вид, показанный на рис. 8.9. Как отметил впервые проф. Н. М. Герсеванов, на графике можно выделить три характерных участка, соответствующих последовательно протекающим этапам осадки, отличающимся по характеру процессов, происходящих в грунте при деформации под нагрузкой.

Скорость и характер протекания осадки также связаны с нагрузкой, т. е. с фазой деформации, которую она вызывает в грунте.

На первом этапе деформации происходит явно выраженное уплотнение грунта под нагрузкой. Сдвиги в грунте отсутствуют. Частицы грунта под площадью основания, сближаясь, опускаются вниз, вытесняя из-под грунта воду и воздух и занимая более плотное положение. Осадка после приложения каждой ступени нагрузки имеет затухающий характер. Скорость ее постепенно уменьшается, и через некоторое время она прекращается.

Участок кривой осадки Oa у рыхлых, слабо уплотненных грунтов имеет слегка вогнутое очертание, а у плотных — близок к прямой линии, характеризующей прямую пропорциональность между нагрузкой и деформациями.

Осадки, соответствующие I фазе —

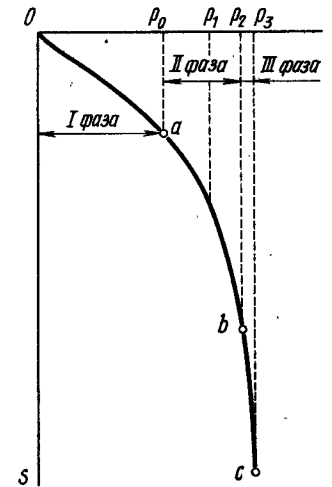


Рис. 8.9. Кривая зависимости между давлением на штампе и его осадкой (фазы деформации по Н. М. Герсеванову)

фазе уплотнения, обычно невелики. Для зданий и опор мостов они не превышают нескольких сантиметров и лишь для больших плотн и особенно дорожных насыпей на торфяных болотах могут измеряться десятками сантиметров. При дальнейшем возрастании нагрузки наряду с продолжающимся уплотнением грунта все большее значение приобретают явления, связанные с возникновением сдвигов и пластического течения в отдельных точках грунта. График осадки становится заметно криволинейным. Это II фаза деформации, которой соответствует участок кривой *ab*. По мере роста нагрузки осадки делают все более неравномерными.

При нагрузках, соответствующих II фазе деформации, осадки затягиваются на больший период в связи с последовательно развивающимися процессами разрушения в грунте структурных связей, возникновения новых контактов между частицами, переориентировки и более плотной укладки частиц на образующихся поверхностях смещения, выжимания грунта вбок из-под сооружения в зонах текучести. При нагрузках, соответствующих концу II фазы, осадки протекают с постоянной скоростью в соответствии с процессом установившейся ползучести в грунте и затухают лишь после того, как погружение сооружения в грунт из-за влияния боковой пригрузки, создаваемой весом грунта, изменит напряженное состояние грунта.

При достижении нагрузкой некоторого критического значения постепенно появляющиеся в грунте зоны сдвигов, сливаясь, образуют сплошную поверхность скольжения, по которой происходит выпирание грунта из-под нагруженной площадки, сопровождающееся ее резким погружением (III фаза деформации — фаза нарушения устойчивости и разрушения). Под площадкой образуется уплотненное ядро, раздвигающее грунт при просадке штампа. Осадки происходят почти мгновенно (просадка сооружения).

Осадки во II фазе деформации существенно больше, чем в I. Осадки III фазы, наблюдавшиеся при авариях ряда сооружений, достигали нескольких метров. Переход из одной стадии деформации в другую, особенно из II в III, не бывает резко выражен, поэтому разграничение между ними производится условно.

С точки зрения прочности самого грунтового массива даже большие местные деформации грунта под погрузившимся штампом не являются признаком разрушения. Они свидетельствуют лишь о том, что напряжения в грунте, превысившие его сопротивление деформированию на уровне первоначального расположения штампа, вызвали просадку сооружения до глубины, на которой сопротивление грунта вновь начинает соответствовать действующему давлению. Однако при такой, как правило, неравномерной осадке в большинстве инженерных сооружений неизбежно возникли бы повреждения.

Длительное время при проектировании фундаментов сооружений исходили из осредненных допускаемых давлений на грунт, основанных преимущественно на опыте практики. С 1962 г. в СССР применяют принципиально новый метод расчета по предельным состоя-

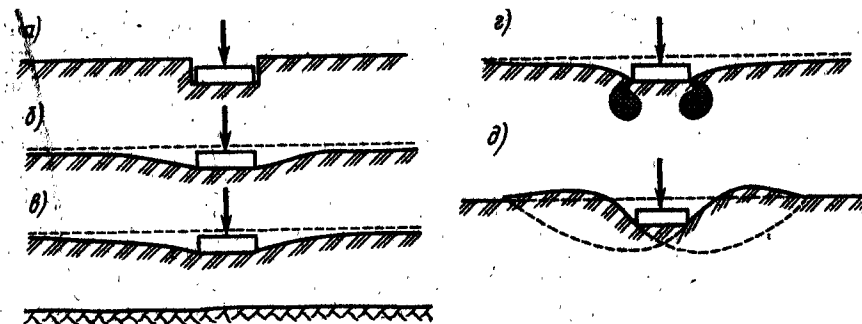


Рис. 8.10. Расчетные модели, схематизирующие зависимость между осадкой и нагрузкой на грунт:

a — Фусса—Винклера; *б* — упругоизотропного полупространства; *в* — упругого слоя на жестком основании; *а* — упругого слоя, работающего в условиях смешанной задачи теории упругости и теории пластичности; *б* — основания, работающего в условиях предельного равновесия

ниям, согласно которому нагрузки на грунте в основаниях сооружений назначают исходя из условий работы этих сооружений. Опасной величиной деформации грунтового основания следует считать такую его осадку, при которой в возведенном сооружении возникают недопустимые напряжения или же деформации, препятствующие нормальной эксплуатации.

Для фундаментов прецизионных станков в поточных линиях часто недопустимы разницы осадок, измеряемые миллиметрами, для жилых и промышленных зданий допустимы осадки в несколько сантиметров, для дорожных и железнодорожных насыпей и дамб гидротехнических сооружений в процессе строительства допустимы просадки в десятки сантиметров, исправляемые последующей досыпкой. Дополнительные осадки в процессе последующей эксплуатации могут достигать нескольких сантиметров.

Для учета изменения сопротивления грунтовых оснований по мере деформирования в механике грунтов пользуются расчетными моделями, схематизирующими зависимость между нагрузкой на грунтовой массив и его осадкой. Наибольшее распространение имеют следующие модели и соответствующие им гипотезы о характере сопротивления грунта (рис. 8.10).

Гипотеза Фусса — Винклера (или гипотеза коэффициента постели), в которой грунт рассматривается как система опирающихся на жесткое горизонтальное основание и не связанных между собой пружин, сжатие которых возрастает прямо пропорционально приложенной нагрузке ($\delta_z = C_z$). Коэффициент пропорциональности между нагрузкой и деформацией называют коэффициентом постели. Сопротивление грунта развивается только непосредственно под нагрузкой, и в этом сопротивлении не участвует грунт, расположенный сбоку, который не испытывает осадки.

При малых площадях приложения нагрузки и больших давлениях прямая пропорциональность между нагрузкой и погружением штампа нарушается. Развитием гипотезы коэффициента постели

для этих случаев является гипотеза Бернштейна — Летошнева, учитывающая изменение сопротивления грунта по мере возрастания деформации z:

$$\sigma_z = C(z/z_0)^n, \quad (8.13)$$

где z_0 обычно принимают равным 1; C — параметр, МПа.

Эта гипотеза позволяет описать кривую вдавливания в большом интервале величин деформации и широко используется в теории колееобразования для оценки проходимости и сопротивления движению колесных машин по грунтовым поверхностям. Параметр n для поверхностных слоев грунтов колеблется в пределах от 0 до 1.

Модель линейно деформируемого полупространства, которая рассматривает грунт как сплошное однородное линейно деформируемое тело, бесконечно простирающееся вглубь и в стороны и ограниченное сверху плоскостью (упругоизотропное полупространство). В сопротивлении внешней нагрузке вовлекается все полупространство, поэтому осадка поверхности полупространства происходит также и сбоку от места приложения нагрузки, распространяясь на большое расстояние. В условиях естественного залегания грунты обычно неоднородны. Плотность их возрастает с глубиной под влиянием соответственного веса. Проф. О. К. Фрелих и проф. Г. К. Клейн предложили учитывать это обстоятельство в схеме линейно деформируемого полупространства, принимая, что модуль деформации грунта возрастает прямо пропорционально глубине.

Неоднократные измерения осадок грунтов около загруженных штампов показали, что фактическая кривая прогибов затухает значительно ближе, чем следует по теории упругоизотропного полупространства. Для учета этого обстоятельства были разработаны более сложные схемы. Проф. П. Л. Пастернак характеризовал сопротивление грунта двумя коэффициентами постели, учитывающими сопротивление сжатию и сдвигу; профессора И. И. Черкасов и Г. К. Клейн предложили рассчитывать деформации грунта как сумму восстанавливающихся линейных деформаций и нелинейных остаточных деформаций, учитываемых отдельно и подчиняющихся самостоятельным зависимостям, а проф. А. П. Синицын — считать основание Фусса — Винклера опирающимся на упругое полупространство.

Модель линейно деформируемого слоя конечной толщины. Часто на некотором уровне от поверхности залегают скальные, практически несжимаемые породы. Весной на дорогах верхний слой оттаявшего сильно влажного грунта подстилается твердым мерзлым слоем, поэтому в расчетах осадок сооружений все большее распространение начинают получать решения для линейно деформируемого слоя конечной толщины, подстилаемого абсолютно жестким основанием. Практически за такое основание можно принимать грунты с модулем деформации $E \geq 100$ МПа. При правильном назначении мощности деформируемого слоя грунта результаты расче-

тов по этой схеме ближе всего соответствуют наблюдаемым осадкам.

Гипотезы как коэффициента постели, так и линейно деформируемого полупространства предусматривают прямую пропорциональность между нагрузкой и деформацией, вследствие чего возможность их приложения к расчету осадок грунтовых оснований ограничивается I фазой зависимости «нагрузка — осадка».

У сооружений, работающих во II фазе зависимости между нагрузкой и деформацией, вблизи от площадки, через которую передается нагрузка, образуются зоны пластической деформации. Их наличие отражается на закономерностях распределения напряжений в грунте, на сопротивлении грунта деформированию и, следовательно, на величине деформации. Такое состояние грунтового основания должно характеризоваться моделью линейно деформируемого полупространства, отдельные сравнительно небольшие зоны которого пластически деформируются у места приложения нагрузки.

Этот случай относится к так называемой смешанной задаче теории упругости и теории пластичности, разработанной только для некоторых частных случаев проф. М. И. Горбуновым-Посадовым, проф. В. Г. Березанцевым и другими, исследовавшими формирование уплотненного ядра под штампом и возникновение боковых зон пластических деформаций. По этой причине в практике расчетов широкое применение находят приближенные методы, исходящие из допущений, что распределение напряжений при возникновении в грунте областей пластических деформаций продолжает подчиняться решениям теории линейно деформируемых тел, а снижение прочности грунта в результате развития пластических явлений отражается на модуле деформации, который определяют экспериментально.

Работа грунтовых оснований в условиях значительного развития в грунте зон пластических деформаций и перехода к III фазе деформаций, по Н. М. Герсеванову, может быть оценена расчетной схемой полупространства, находящегося в условиях предельного равновесия, когда под нагрузкой грунт перешел в пластическое состояние, сформировался упругий подштамповый клин, как бы расширяющий грунт в стороны при осадке.

Все указанные расчетные модели являются лишь схемами, отражающими физические закономерности сопротивления грунта деформированию. В зависимости от конкретных грунтовых условий, размеров и назначения сооружения и величины нагрузки на грунт каждая из расчетных моделей может найти применение.

9.1. Напряженное состояние грунтов

При рассмотрении задач, связанных с оценкой устойчивости грунтовых массивов и возведенных на них сооружений, необходимо знать, какие напряжения возникают в грунте при действии нагрузок. Без учета распределения напряжений в грунте невозможно, например, рассчитать осадки насыпей, устоев мостов, фундаментов искусственных сооружений на мягких основаниях, определить допустимую нагрузку от сооружения. Расчеты толщины и прочности дорожной одежды основываются на теории распределения напряжений в слоистых системах.

Давление от нагрузки, приложенной к поверхности грунтового массива, передается в грунте частицами или структурными агрегатами через точки контакта, распределяясь по мере углубления в грунт на все большую площадь. Среднее значение усилий, действующих на отдельные частицы, при этом уменьшается. Однако напряжения σ в отдельных частицах и междучастичных связях в пределах какого-либо выделенного сечения (сечение AB на рис. 9.1) могут превышать их прочность и вызывать разрушение. При рассмотрении напряженного состояния грунта подобная местная концентрация напряжений не учитывается, так как она, отражаясь на условиях взаимного расположения отдельных частиц, не влияет на устойчивость грунтового массива в целом.

При оценке напряжений, действующих в грунтах, реальные силы, приложенные к отдельным грунтовым частицам, заменяют воображаемыми силами, распределенными по всему объему или сечению грунтового массива, в том числе и в промежутках между частицами. Величину этих сил, отнесенных к единице площади сечения массива, и принимают условно за величину напряжений в грунте. Это оправдывается тем, что размеры грунтовых частиц существенно малы по сравнению с размерами площадок, через которые давление от сооружений или транспортных средств передается на грунт. Напряженное состояние грунтового массива при действии нагрузки, приложенной к его поверхности, связано со степенью развития деформации (см. рис. 8.11). При воздействии постепенно возрастающих нагрузок происходит изменение закономерностей распределения напряжений.

При относительно малых нагрузках и деформациях, соответствующих первой фазе деформации, когда зависимость «нагрузка — деформация» прямолинейна и грунт практически подчиняется закону Гука, напряженное состояние грунта близко к рассматриваемому в теории упругости. Однако при применении к грунтам решений теории упругости грунт рассматривают не как упругое, а как линейно деформируемое тело. То обстоятельство, что деформации грунта не полностью упруги (т. е. не протекают мгновенно после приложения нагрузки и не восстанавливаются полностью

после ее удаления), не имеет практического значения, поскольку в строительной практике при возведении различных сооружений приходится иметь дело обычно с однократным приложением нагрузки к грунту, без последующей разгрузки.

Проф. Н. М. Герсеванов доказал, что при анализе напряженного состояния глинистых грунтов в основаниях сооружений, когда интервалы изменения давления до и после воздействия сооружения невелики, а напряжения малы, выводы теории упругости можно применять к грунтам в фундаментостроении с не меньшей обоснованностью, чем к стали при расчете деталей машин. Однако, применяя к грунтам зависимости теории упругости, не следует забывать, что они предусматривают постоянство или закономерность изменения свойств грунтов по глубине. Фактически грунтовые напластования, образовавшиеся в результате длительно протекавших геологических процессов, неоднородны, что особенно приходится учитывать при расчетах осадков сооружений и допускаемых нагрузок на грунт.

При превышении давлением на грунт некоторой предельной «критической» величины около краев штампа, передающего нагрузку, начинают возникать зоны пластических деформаций, которые постепенно возрастая, распространяются в глубь грунта, захватывая все больший объем. Этот период работы грунта соответствует II фазе деформации. Наличие зон пластической деформации, в которых грунт не может воспринять на себя ту же нагрузку, что до начала сдвигов, изменяет закономерности, которым подчиняется напряженное состояние грунта. В настоящее время разработано лишь несколько задач, рассматривающих напряженное состояние в грунте вблизи от штампа при частичном развитии зон пластических деформаций. Основные исследования в этом направлении выполнены проф. М. И. Горбуновым-Посадовым. При деформациях, относящихся к III фазе, напряженное состояние соответствует задаче предельного равновесия теории пластичности, решения которой имеются также лишь для ряда частных случаев.

Многочисленные экспериментальные работы показали, что при развитии в грунте пластических деформаций напряжения, изме-

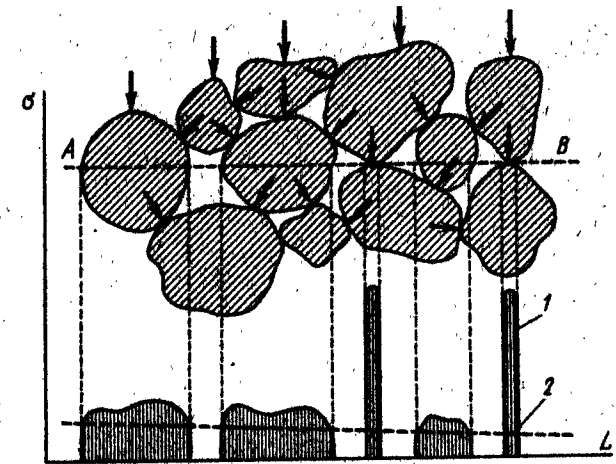


Рис. 9.1. Напряжения в отдельных грунтовых частицах: 1 — фактические напряжения в частицах грунта; 2 — среднее значение напряжений грунта

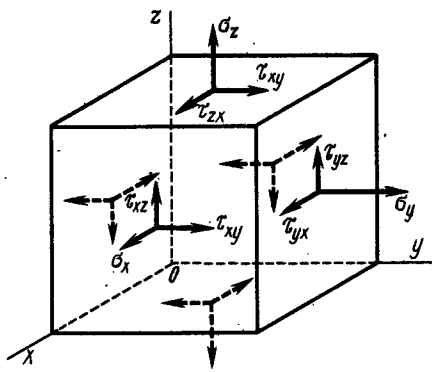


Рис. 9.2. Напряженное состояние элементарного кубика грунта

ро уменьшаются по мере удаления от вертикальной оси в стороны. Происходит как бы концентрация напряжений вблизи линии действия нагрузки.

При определении напряжений от нагрузок, приложенных к малым площадкам — диаметром менее 1 м, используют формулы теории упругости с введением в них поправочных коэффициентов концентрации. Следует отметить, что способ определения напряжений в грунтах методами теории упругости не является единственным.

Упомянутая выше схема передачи давления от частицы к частице с вовлечением по мере удаления от нагруженной площадки все большего их количества, предложенная впервые проф. Г. И. Покровским, была развита с использованием вероятностно-статистических методов проф. И. И. Кандауровым, предложившим расчетные формулы для определения напряжений в сыпучих средах для разных случаев приложения нагрузок*. Результаты расчетов по его формулам дают хорошую сходимость с результатами экспериментального измерения напряжений.

9.2. Методы расчета напряжений в однородных грунтах

Напряженное состояние в некоторой точке грунта характеризуется совокупностью действующих в ней напряжений. Рассматривая в системе прямоугольных координат напряженное состояние элементарного кубика со сторонами, параллельными плоскостям координат (рис. 9.2), различают следующие напряжения: σ_z — вертикальное нормальное напряжение; σ_y — горизонтальное нормальное напряжение, действующее в направлении оси y ; σ_x — горизонтальное нормальное напряжение, действующее в направлении оси x ; τ_{xy} , τ_{yx} — касательные напряжения, действующие по граням, параллельным оси z , равные между собой согласно правилу «парности

ренные вблизи от подошвы штампов и в верхних слоях несвязных грунтов, отличаются от рассчитанных по формулам теории упругости, и совпадение между ними начинается лишь за пределами зоны распространения пластических деформаций с глубин, равных 1...1,5 диаметра площадок, через которые передается давление. На меньших глубинах фактические напряжения по вертикальной оси, проходящей через центр площадки, больше, чем вычисленные по формулам теории упругости, но более быст-

напряжений»; τ_{zx} , τ_{xz} — равные касательные напряжения, действующие по граням, параллельным оси y ; τ_y , τ_{zy} — равные касательные напряжения, действующие по граням, параллельным оси x .

Для наглядной характеристики напряженного состояния грунто-

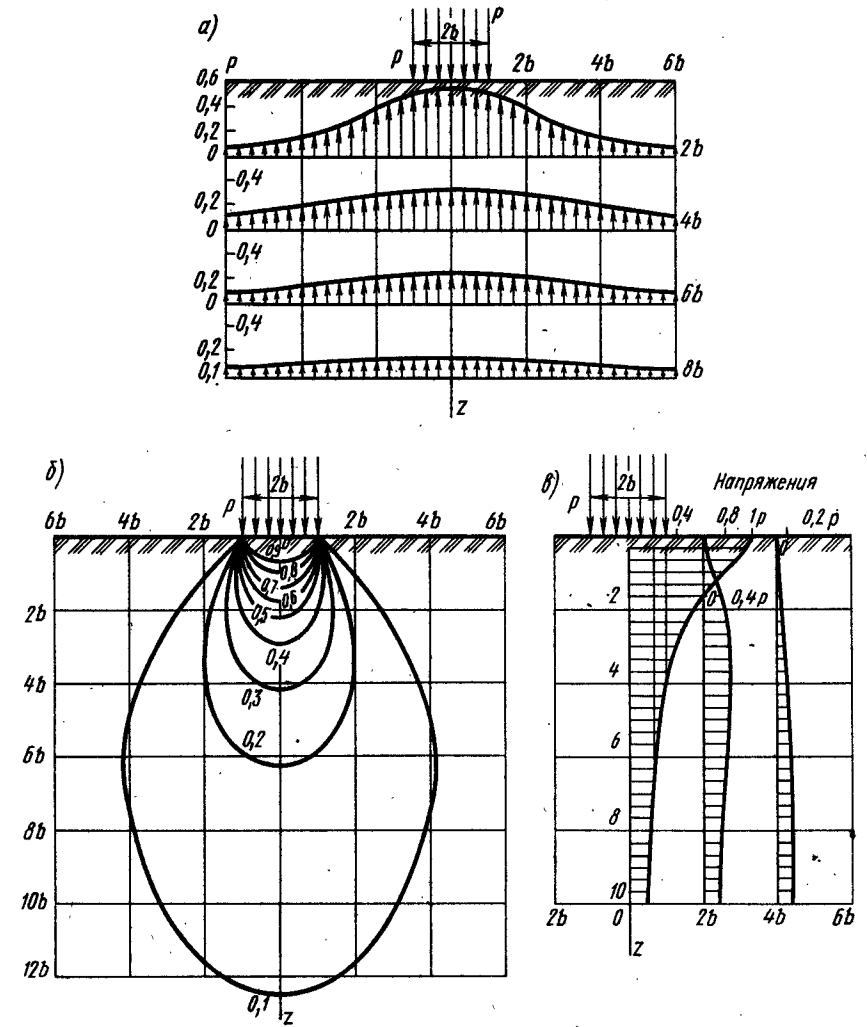


Рис. 9.3. Распределение вертикальных нормальных напряжений в грунтах от нагрузки, приложенной к гибкой бесконечной нагруженной полосе:

а — кривые распределения напряжений по горизонтальным сечениям на разных глубинах от поверхности грунта (надписи справа около кривых показывают глубину, выраженную в долях полуширины нагруженной полосы); б — кривые равных напряжений — изобары (надписи на кривых указывают напряжения в долях от давления на подошву полосы); в — кривые распределения напряжений по глубине (надписи в нижней части графика указывают расстояние вертикалей, к которым относятся кривые, от оси, проходящей через середину полосы)

* Кандауров И. И. Механика зернистых сред и ее применение в строительстве. М., 1966.

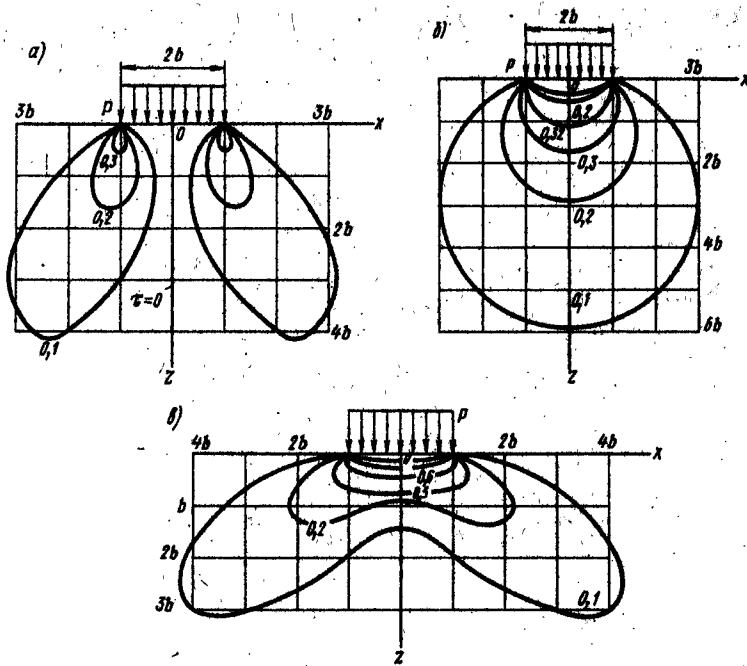


Рис. 9.4. Распределение касательных и горизонтальных напряжений от нагрузки, приложенной к гибкой бесконечной нагруженной полосе: а — кривые равных касательных напряжений τ_{xz} ; б — кривые равных максимальных касательных напряжений; в — кривые равных горизонтальных нормальных напряжений; (во всех случаях надвигая на краях указывают напряжения в долях от давления на подошву полосы)

вого массива используют кривые распределения напряжений, представляющие собой или график изменения одного из составляющих напряжений по какому-либо направлению, или же геометрические места точек, в которых эти напряжения имеют одинаковое значение. Чаще всего используются кривыми: 1) распределения вертикальных нормальных напряжений по горизонтальному сечению (σ_z при $z = \text{const}$ и $y = 0$) (рис. 9.3, а); 2) равных вертикальных нормальных напряжений ($\sigma_z = \text{const}$) (рис. 9.3, б); 3) распределения вертикальных нормальных напряжений по глубине при постоянном расстоянии от оси действия нагрузки (σ_z при y и $x = \text{const}$) (рис. 9.3, в); 4) равных главных касательных напряжений ($\tau_{\max} = \text{const}$) (рис. 9.4).

Исходной зависимостью для расчета напряжений в грунте методами теории упругости является формула, опубликованная в 1886 г. французским ученым Жозефом Буссинеском, для определения напряжений от сосредоточенной силы, приложенной к бесконечно однородному линейно деформируемому массиву, ограниченному сверху плоскостью (упругоизотропное полупространство) (рис. 9.5).

Радиальное нормальное напряжение на площадке, перпендику-

лярной радиусу-вектору, соединяющему рассматриваемую точку с точкой приложения силы,

$$\sigma_R = \frac{3P \cos \alpha}{2\pi R^2}, \quad (9.1)$$

где α — угол, составляемый радиусом-вектором с вертикалью проходящей через точку приложения силы P ; $R = \sqrt{x^2 + y^2 + z^2}$ — радиус-вектор — расстояние рассматриваемой точки грунтового массива от точки приложения силы P .

Из формулы для радиальных напряжений путем разложения сил по направлениям осей координат могут быть получены следующие выражения для определения напряжений по площадкам, нормальным к осям координат x , y , z :

вертикальные нормальные напряжения

$$\sigma_z = \frac{3P \cos^3 \alpha}{2\pi R^5} = \frac{3P z^3}{2\pi R^5}; \quad (9.2)$$

горизонтальные нормальные напряжения по оси x

$$\sigma_x = \frac{3P}{2\pi} \left\{ \frac{x^2 z}{R^5} + \frac{1-2\nu}{3} \left[\frac{1}{R(R+z)} - \frac{(2R+z)x^2}{(R+z)^2 R^3} - \frac{z}{R^3} \right] \right\}; \quad (9.3)$$

касательные напряжения

$$\tau_{zx} = \frac{3P x z^2}{2\pi R^5}, \quad (9.4)$$

$$\tau_{xy} = \frac{3P}{2\pi} \left[\frac{xyz}{R^5} - \frac{1-2\nu}{3} \frac{(2R+z)xy}{(R+z)^2 R^3} \right]. \quad (9.5)$$

Чтобы получить выражения для σ_y и τ_{zy} , нужно заменить в выражениях (9.3) и (9.4) x на y .

Свойства грунтов отражаются в приведенных формулах распределения напряжений только коэффициентом Пуассона в выражениях для горизонтальных нормальных и касательных напряжений. На вертикальные нормальные напряжения свойства грунтов не влияют, и поэтому напряжения σ_z от одной и той же нагрузки в разных грунтах однородного сложения одинаковы.

Выражению для вертикальных нормальных напряжений может

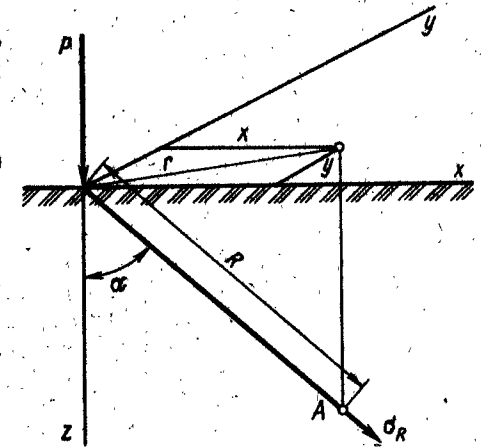


Рис. 9.5. Схема к определению напряжений от сосредоточенной силы

быть придан вид, более удобный для пользования. Заменяя $\cos\alpha$ на z/R и учитывая, что $R = \sqrt{z^2 + r^2}$, получим

$$\sigma_z = \frac{3P}{2\pi z^2} \frac{1}{[1+(r/z)^2]^{5/2}} = \frac{KP}{z^2} \quad (9.6)$$

Величины безразмерного множителя K , зависящего от отношения r/z , приведены в табл. 9.1.

Формула (9.1) и получаемые из нее составляющие напряжений справедливы только для точек, расположенных на некотором расстоянии от точки приложения силы.

При малых значениях радиуса-вектора R напряжения получаются настолько большими, что грунт не мог бы их выдержать. Это следствие условности постановки задачи — приложение нагрузки в одной точке. В действительных условиях работы сооружений нагрузка всегда передается на грунт через площадки (фундаменты, колеса), распределяющие ее на некоторую площадь. Для вычисления возникающих в этом случае напряжений может быть использован метод суммирования напряжений от элементарных сил, распределенных по загруженной площадке. При этом предполагается, что грунты линейно деформируемы, для них справедлив принцип независимости действия сил и что нагрузка свободно следует за проседающей поверхностью грунта, т. е. она приложена к абсолютно гибкому штампу.

Определим напряжение в полупространстве, на часть поверхности которого F , ограниченную некоторой замкнутой кривой, действует нагрузка, интенсивность которой изменяется по закону $p_{xy} = f(x, y)$, где p_{xy} — интенсивность нагрузки в точке с координатами x и y . Если выделить внутри нагруженной площадки элемент $dF = dxdy$ (рис. 9.6), то давление на площадку dF будет равно $f(x, y)dF$. Вертикальное нормальное напряжение в точке полупространства A от элементарной силы, действующей на площадку dF , согласно формуле (9.2)

$$d\sigma_z = \frac{3z^3}{2\pi R^5} f(x, y)dF, \quad (9.7)$$

где R — расстояние от точки A до элементарной площадки dF .

Таблица 9.1. Значения K

r/z	K	r/z	K	r/z	K	r/z	K
0,00	0,4775	0,70	0,1762	1,70	0,0160	2,60	0,0029
0,05	0,4746	0,80	0,1386	1,90	0,0105	2,80	0,0021
0,10	0,4657	0,90	0,1083	2,00	0,0085	3,10	0,0013
0,16	0,4482	1,00	0,0844	2,10	0,0070	3,30	0,0009
0,20	0,4329	1,10	0,0658	2,30	0,0048	3,50	0,0007
0,30	0,3849	1,20	0,0513	2,40	0,0040	4,90	0,0001
0,40	0,3294	1,40	0,0317	2,50	0,0034		
0,50	0,2733	1,50	0,0251				
0,60	0,2214	1,60	0,0200				

Полное значение напряжений в точке A получается в результате интегрирования выражения для $d\sigma_z$ по всей нагруженной площадке F :

$$\sigma_z = \frac{3z^3}{2\pi} \iint_F \frac{f(xy)}{R^5} dx dy. \quad (9.8)$$

Аналогично могут быть найдены и другие составляющие напряжений.

Различают два случая расчета напряжений: 1) от нагрузок, приложенных к бесконечным полосам постоянной ширины и одинаково распределенных по длине и ширине полосы в любом сечении (длинные ленточные фундаменты, дорожные насыпи и плотины постоянного сечения), — *плоская задача*; 2) от нагрузок, распределенных по ограниченной площади (фундаменты зданий, башмаки колонн, опоры мостов, колеса и гусеницы транспортных средств), — *пространственная задача*. В условиях плоской задачи для оценки напряженного состояния грунта достаточно исследовать распределение напряжений в любом сечении массива, перпендикулярном оси нагруженной полосы. Исходными для решения плоской задачи в различных случаях являются выражения для напряжений от элементарных сосредоточенных сил, распределенных по бесконечной линии — линейной нагрузки (задача Фламана) (рис. 9.7).

При интенсивности нагрузки q (в кг/см) на единицу длины вертикальное нормальное напряжение в точке A ($x, y = 0, z$) от силы qdy , приложенной к поверхности полупространства в точке M ($x = 0; y, z = 0$), согласно уравнению (9.2) равно

$$d\sigma_z = \frac{3qz^3 dy}{2\pi R^5} = \frac{3qz^3 dy}{2\pi \sqrt{(x^2 + y^2 + z^2)^5}}. \quad (9.9)$$

Полное значение вертикального нормального напряжения от всех сил, приложенных к нагруженной линии:

$$\sigma_z = \int_{-\infty}^{+\infty} \frac{3qz^3 dy}{2\pi \sqrt{(x^2 + y^2 + z^2)^5}} = \frac{2qz^3}{\pi(x^2 + z^2)^2}. \quad (9.10)$$

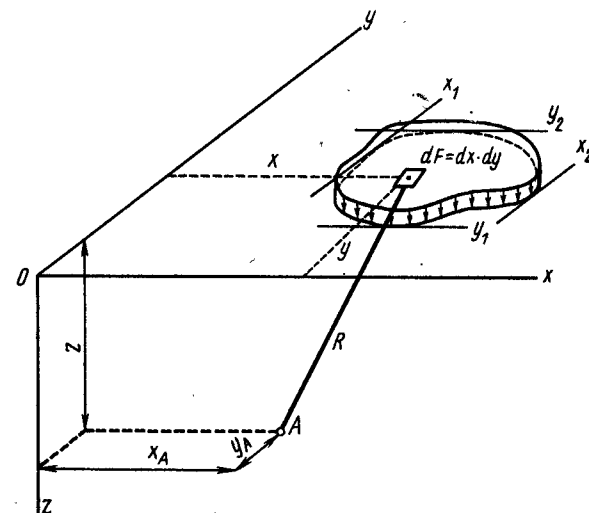


Рис. 9.6. Определение напряжений от нагрузки, приложенной к площадке произвольной формы

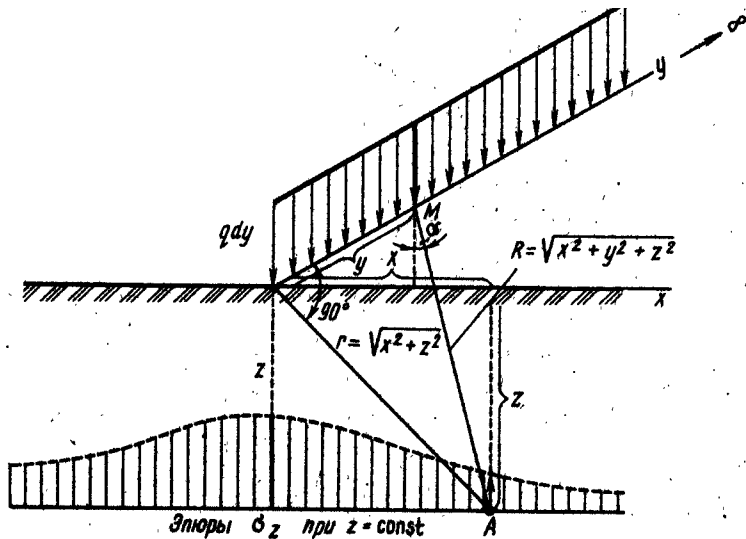


Рис. 9.7. Распределение напряжений от бесконечной линейной нагрузки

Другие наиболее часто используемые составляющие напряжения:

$$\sigma_y = \frac{2qx^2z}{\pi(x^2 + z^2)^2}; \quad (9.11)$$

$$\tau_{xz} = \frac{2qxz^2}{\pi(x^2 + z^2)^2}. \quad (9.12)$$

Распределение напряжений от нагрузки, приложенной к бесконечной полосе, находят аналогично. Пусть на поверхность упруго-изотропного массива действует нагрузка в виде бесконечной полосы, имеющей ширину B , причем нагрузка изменяется по ширине по некоторому закону $p = f(x)$ (рис. 9.8, а). Тогда нагрузка, приходящаяся на бесконечно малый элемент ширины полосы dx :

$$dp = f(x)dx. \quad (9.13)$$

По длине полосы элементарные нагрузки dp образуют бесконечную линейную нагрузку, напряжения от которой определяются выражениями (9.10)...(9.12).

Полное значение напряжений от нагрузки в виде полосы определяют интегрированием выражений для линейной нагрузки по ширине полосы. Так, вертикальные нормальные напряжения в какой-либо точке

$$\sigma_z = \frac{2}{\pi} \int_{x_1}^{x_2} \frac{f(x)z^3}{(x^2 + z^2)^2} dx. \quad (9.14)$$

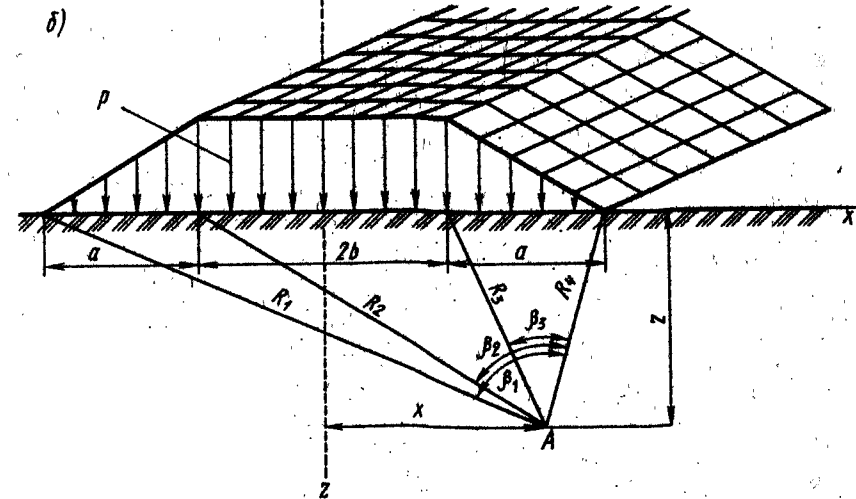
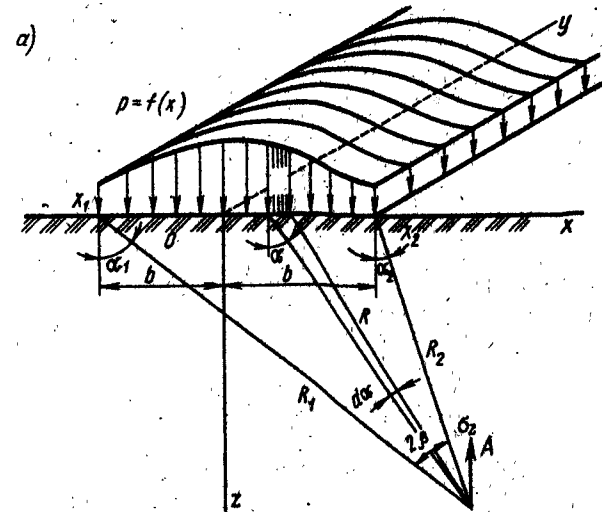


Рис. 9.8. Распределение напряжений от нагруженной полосы: а — схема к выводу общей формулы; б — схема к определению напряжений в грунте, подстилающем насыпь

Решения (9.14) для наиболее типичных для дорожного строительства случаев действия нагрузок, приложенных к длинным полосам, имеют следующий вид.

При нагрузке, равномерно распределенной по ширине полосы (давление длинных полос ленточных фундаментов, $p = \text{const}$):

$$\sigma_z = \frac{p}{\pi} \left[\frac{1}{2} \sin 2\alpha_1 + \alpha_1 - (\pm\alpha_2) - \frac{1}{2} \sin(\pm 2\alpha_2) \right]; \quad (9.15)$$

$$\sigma_x = \frac{p}{\pi} \left[\alpha_1 - \frac{1}{2} \sin 2\alpha_1 - (\pm\alpha_2) + \frac{1}{2} \sin(\pm 2\alpha_2) \right]; \quad (9.16)$$

$$\tau_{xz} = \frac{p}{2\pi} (\cos 2\alpha_2 - \cos 2\alpha_1). \quad (9.17)$$

Значения угла α (в рад) принимают со знаком минус для точек, лежащих между вертикалями, которые проведены через края равномерно распределенной нагрузки, и со знаком плюс для точек, лежащих за этими вертикалями.

Значения главных напряжений, действующих по направлению биссектрисы угла 2β и перпендикулярному ей, равны:

$$\sigma_1 = \frac{p}{\pi} (2\beta + \sin 2\beta); \quad (9.18)$$

$$\sigma_3 = \frac{p}{\pi} (2\beta - \sin 2\beta), \quad (9.19)$$

где 2β — угол, образуемый прямыми, соединяющими рассматриваемую точку с краями загруженной полосы, который иногда называют углом видимости.

Из геометрических соотношений

$$2\beta = \alpha_1 - (\pm\alpha_2). \quad (9.20)$$

Для точек, расположенных по вертикальной оси симметрии:

$$\sigma_z = \sigma_1 = \frac{p}{\pi} (2\alpha + \sin 2\alpha) = k_1 p. \quad (9.21)$$

Значения коэффициента $k_1 = (2\alpha + \sin 2\alpha)/\pi$ приведены в табл. 9.2.

При нагрузке, распределенной по трапеции (давление дорожных насыпей и плотин) (рис. 9.8, б):

$$\sigma_z = (p/\pi a) [a(\beta_1 + \beta_2 + \beta_3) + b(\beta_1 + \beta_3) + x(\beta_1 - \beta_3)]; \quad (9.22)$$

$$\sigma_x = (p/\pi a) [a(\beta_1 + \beta_2 + \beta_3) + b(\beta_1 + \beta_3) + x(\beta_1 - \beta_3) - 2z \ln \frac{R_1 R_4}{R_2 R_3}]; \quad (9.23)$$

Таблица 9.2. Значения K_1

$2b/z$	K_1	$2b/z$	K_1	$2b/z$	K_1	$2b/z$	K_1
0	0,000	1,0	0,550	3,0	0,920	5,5	0,983
0,1	0,064	1,2	0,624	3,5	0,943	6,0	0,986
0,2	0,127	1,5	0,716	4,0	0,960	7,0	0,991
0,5	0,306	2,0	0,817	4,5	0,970	8,0	0,994
0,8	0,462	2,5	0,889	5,0	0,977	10,0	0,997

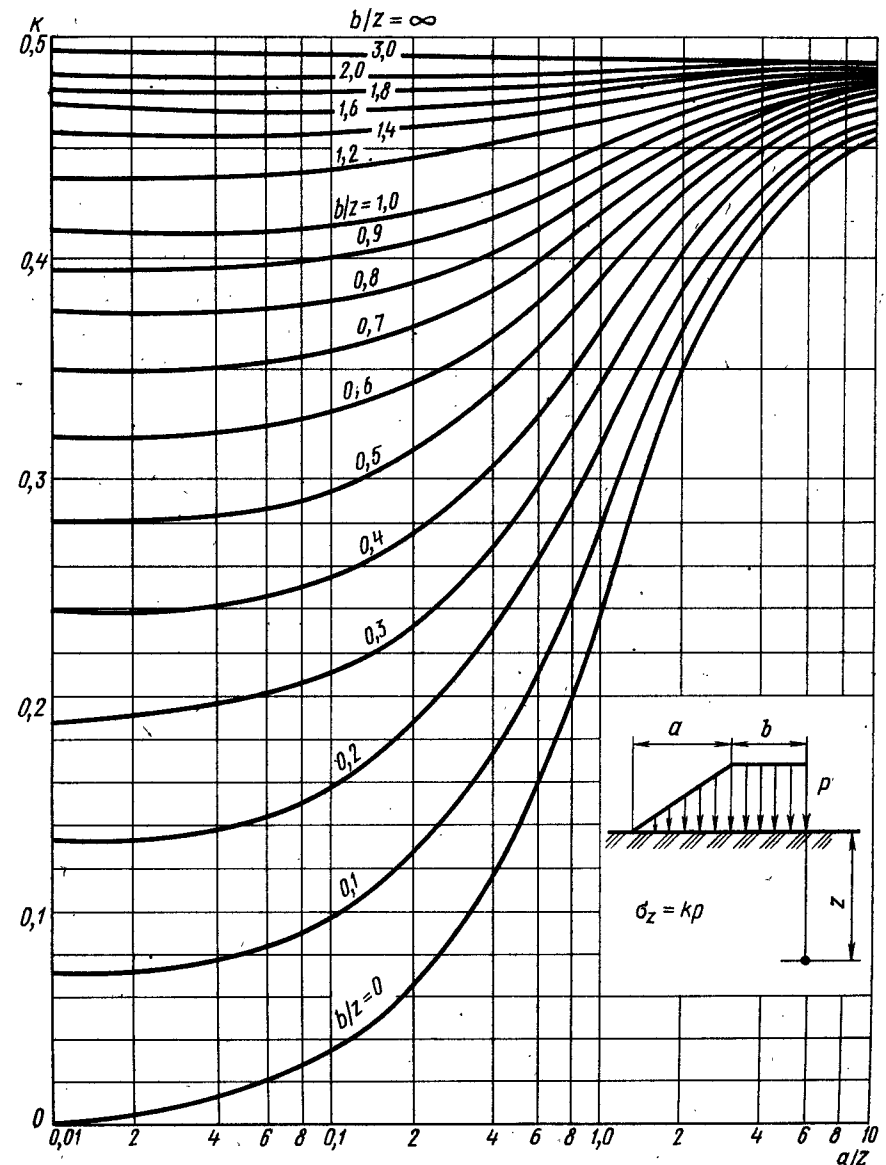


Рис. 9.9. Номограмма для определения вертикальных нормальных напряжений в грунте при нагрузке от насыпи

$$\tau_{\max} = \frac{pz}{\pi a} \sqrt{\ln^2 \frac{R_1 R_4}{R_2 R_3} + (\beta_1 - \beta_2)^2}. \quad (9.24)$$

На рис. 9.9 приведен построенный по уравнению (9.24) график Остерберга для определения вертикальных сжимающих напряжений

в грунте, подстилающем насыпь, от давления одной из ее половин. Напряжения вычисляют по формуле

$$\sigma_z = kp, \quad (9.25)$$

где k — коэффициент, определяемый по графику зависимости от отношений a/z и b/z (его определяют как алгебраическую сумму коэффициентов правой и левой частей насыпи); p — давление на грунт в центральной части насыпи.

В практике строительства длина загруженной полосы, конечно, не является бесконечной, как это допущено при выводе уравнений. При передаче нагрузки на грунт через ленточные фундаменты зданий соотношение длины и ширины фундамента обычно не превышает нескольких десятков. Однако напряжения под прямоугольными площадками с отношением ширины к длине менее 1:10 весьма мало отличаются от напряжений под бесконечной полосой, и поэтому уравнения, приведенные выше, часто применяют для определения напряжений под ленточными фундаментами. При нагрузках, приложенных к площадкам конечных размеров, выражение обычно не поддается непосредственному интегрированию даже для простейшего случая равномерно распределенной нагрузки $p = f(x, y)$. В большинстве случаев решение может быть получено только с помощью разложения подынтегральной функции в ряд.

Для наиболее характерных случаев приложения нагрузок к площадкам формулы для определения напряжений имеют следующий вид.

При нагрузке, равномерно распределенной по кругу, вертикальные нормальные напряжения по оси z , проходящей через центр круга:

$$\sigma_z = p(1 - \cos^3 \beta) = k_2 p, \quad (9.26)$$

где β — угол, образуемый вертикальной осью и прямой, соединяющей рассматриваемую точку A с любой точкой на окружности; $k_2 = (1 - \cos^3 \beta)$ (табл. 9.3).

При нагрузке, равномерно распределенной по прямоугольной площадке, напряжения по вертикали, проходящей через угол площадки:

$$\sigma_z = \frac{p}{2\pi} \left[\operatorname{arctg} \frac{BL}{z(L^2 + B^2 + z^2)} + \right.$$

Таблица 9.3. Значения k_2

z/r	k_2	z/r	k_2	z/r	k_2
0,25	0,986	1,50	0,424	4,0	0,087
0,50	0,901	1,75	0,346	5,0	0,057
0,75	0,784	2,0	0,284	7,0	0,030
1,00	0,646	2,5	0,200	10,0	0,015
1,25	0,524	3,0	0,146		

$$+ \frac{BLz}{\sqrt{L^2 + B^2 + z^2} \left(\frac{1}{L^2 + z^2} + \frac{1}{B^2 + z^2} \right)}] = k_3 p \quad (9.27)$$

где L — большая и B — меньшая стороны загруженного прямоугольника; z — глубина рассматриваемой точки.

Значения коэффициента $k_3 = \sigma_z/p$ для разных соотношений z/B и L/B приведены в табл. 9.4 и на рис. 9.10.

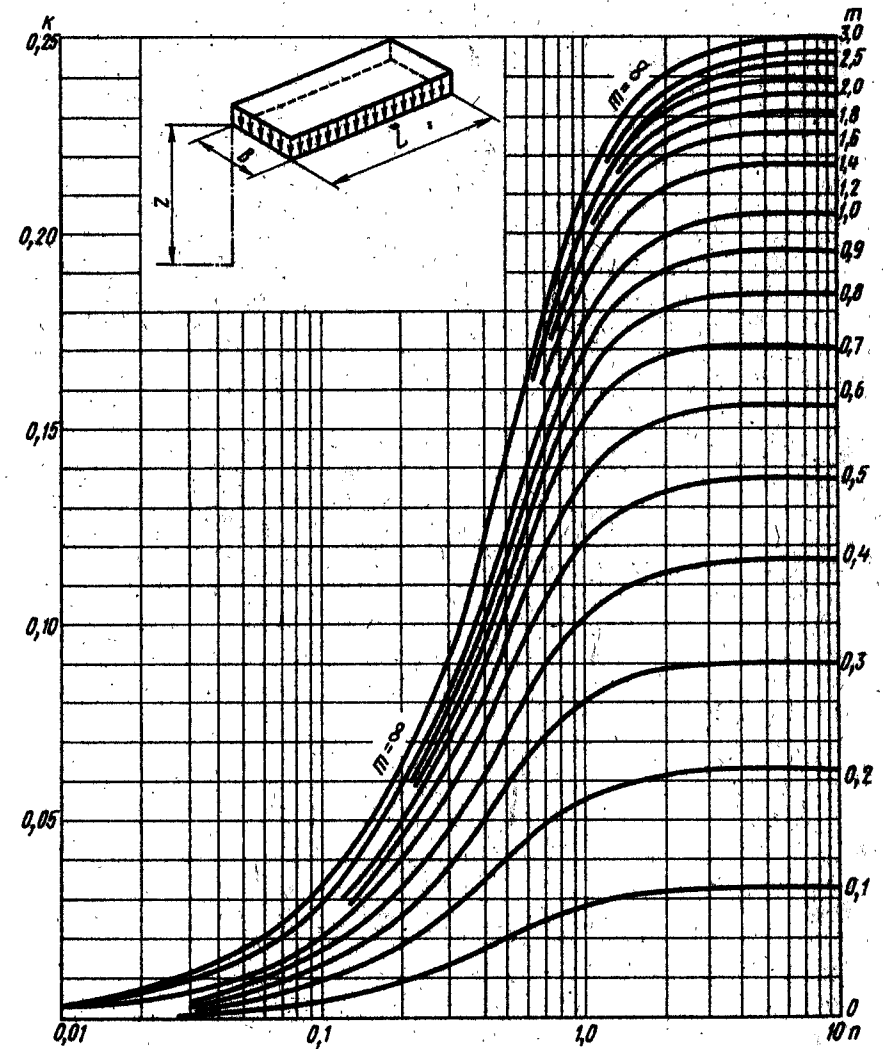


Рис. 9.10. Значение коэффициента K_3 для определения вертикальных нормальных напряжений от нагрузок, равномерно распределенных по прямоугольным площадкам

Таблица 9.4. Значения k_3

z/B	Значения k_3 при L/B равном						
	1,0	1,5	2,0	3,0	5,0	10,00	∞
0,25	0,247	0,248	0,248	0,248	0,249	0,249	0,249
0,50	0,233	0,233	0,239	0,240	0,240	0,240	0,240
1,00	0,175	0,194	0,200	0,203	0,204	0,205	0,205
1,50	0,121	0,145	0,156	0,164	0,167	0,167	0,167
2,00	0,084	0,107	0,120	0,132	0,136	0,137	0,137
4,00	0,027	0,038	0,048	0,064	0,071	0,076	0,076
8,00	0,007	0,011	0,014	0,020	0,028	0,037	0,039
10,00	0,005	0,007	0,009	0,013	0,020	0,028	0,032
15,00	0,002	0,003	0,004	0,006	0,010	0,016	0,021
20,00	0,001	0,002	0,002	0,004	0,006	0,010	0,016

Напряжения от различных сочетаний нагруженных прямоугольных площадок могут быть рассчитаны по уравнению (9.27) путем суммирования напряжений от отдельных прямоугольников (рис. 9.11).

Для пояснения влияния на напряжения величины и формы площадок, к которым приложена нагрузка, на рис. 9.12 приведены кривые распределения σ_z по вертикали, проходящей через центр площадки, вычисленные для круглой площадки и прямоугольников с разными соотношениями сторон, начиная от квадратной площадки ($L/B = 1$) до бесконечной полосы ($L/B = \infty$). Значения σ_z выражены в долях одинакового во всех случаях удельного давления на подошву штампа p , глубина — в отношениях половины меньшей стороны прямоугольника или радиуса круга к глубине от подошвы штампа z .

Сопоставление кривых показывает, что при постоянной нагрузке, начиная с глубин, превышающих двойную ширину фундамента, влияние формы и жесткости площадок перестает сказываться на напряжениях, и их можно рассчитывать по формуле для сосредоточенной

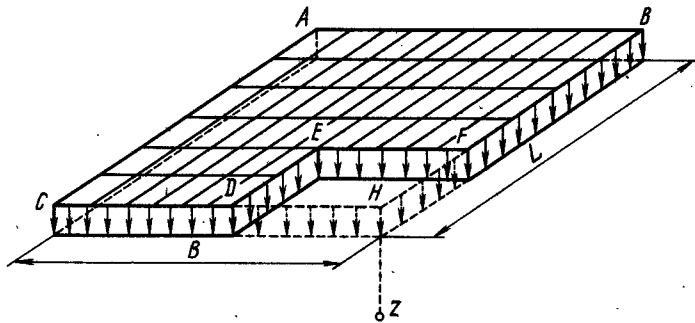


Рис. 9.11. Определение напряжений от нагрузок, передающих давление через площадку сложного очертания

силы. Это дает возможность определять напряжения при сложных очертаниях площадки, к которой приложена нагрузка, или при равномерном распределении нагрузки по площадке приближенным методом. Нагруженную площадку разбивают на ряд малых площадок, и нагрузку, действующую на каждую из них, принимают за сосредоточенную силу, приложенную в центре тяжести площадки. Напряжение в любой точке грунтового массива определяют как сумму напряжений от сосредоточенных сил, действующих на малые площадки. Если нагрузки, приложенные к каждой из выделенных площадок, равны между собой, то величина вертикального напряжения

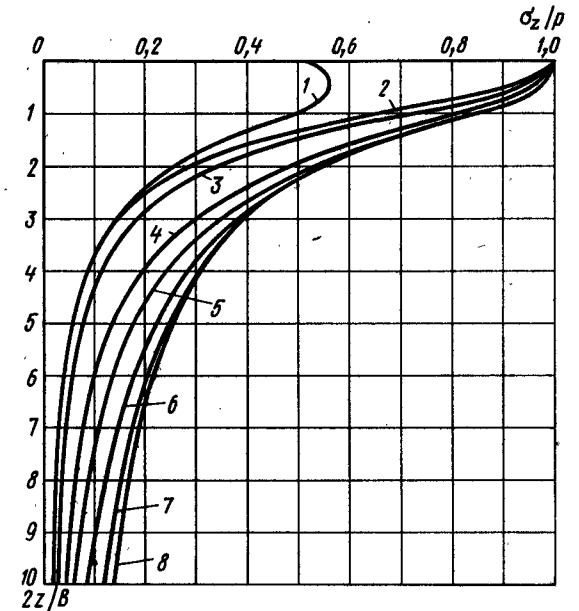


Рис. 9.12. Распределение по глубине вертикальных нормальных напряжений по вертикали, проходящей через центр площадки:

1 — жесткий круглый штамп; 2 — гибкий круглый штамп; 3, 4, 5, 6, 7 и 8 — гибкий прямоугольный штамп при соотношении сторон соответственно 1:1, 1:2, 1:3, 1:5, 1:10, 1:100

$$\sigma_z = P/z^2 \sum_{i=1}^{i=n} k_{i1}, \quad (9.28)$$

где P — сосредоточенная сила, приходящаяся на одну площадку; n — число выделенных площадок; k_{i1} — коэффициент (по табл. 9.2).

Результаты вычислений получаются тем более точными, чем на большее количество площадок разделяется площадь приложения нагрузки. Метод суммирования напряжений можно применять, начиная лишь с глубин, превышающих удвоенную длину меньшей стороны выделяемой площадки. На меньших глубинах напряжения принимают равными среднему давлению на площадку.

9.3. Распределение напряжений в неоднородных грунтах и основаниях слоистых дорожных одежд

Рассмотренные выше методы определения напряжений можно применять лишь к грунтам однородным по составу и прочности в пределах слоя значительной мощности. В строительной практике

часто приходится встречать грунты, неоднородные по механическим свойствам. Даже при постоянном зерновом составе грунта глубинные слои имеют больший модуль деформации, чем поверхностные, в результате уплотнения весом вышележащих слоев и развития цементационных связей. Часто встречаются неоднородные напластования — грунты, подстилаемые скалой или слоем мерзлого грунта, глинистые грунты с песчаными прослойками, мерзлый грунт, подстилаемый слоем талого грунта, и т. п. При расчетах, связанных с конструированием дорожных одежд, приходится учитывать их влияние на распределение напряжений в подстилающих грунтах.

Наряду с неоднородностью грунтовых толщ, вызываемой чередованием напластований различной жесткости, на распределение напряжений может влиять неоднородность механических свойств грунта по разным направлениям (анизотропия). К таким грунтам относятся торфяные залежи, мерзлые грунты с ледяными прослойками, лёссы, солонцеватые грунты со столбчатой структурой, некоторые грунты осадочного происхождения, например ленточные глины.

Следует, однако, отметить, что влияние неоднородности грунтовых напластований на распределение напряжений начинает заметно проявляться лишь при разности модулей смежных слоев более чем в 2...3 раза. Поэтому в практике расчетов, связанных с определением осадок фундаментов, влияние неоднородности грунтов на распределение напряжений учитывают только при скальных подстилающих грунтах.

При большем различии в свойствах грунтов выбирают наиболее подходящий из разработанных методов определения напряжений в неоднородных средах, которые наиболее подходят к различным случаям напластований: грунты, деформируемость которых закономерно возрастает с глубиной; анизотропный грунт; грунт, подстилаемый жестким, практически недеформируемым слоем; многослойные системы, отличающиеся по величине модулей деформации. Некоторые решения для этих случаев приведены ниже.

Грунт с модулем деформации, изменяющимся по глубине. Работами проф. Г. К. Клейна, Холла, М. В. Малышева доказано, что для линейно деформируемого бесконечного полупространства, модуль которого изменяется прямо пропорционально глубине при нагрузке от сосредоточенной силы, применимы формулы О. К. Френха:

$$\sigma_z = \frac{\nu_k P}{2\pi z^2} \cos^{\nu_k} \alpha; \quad (9.29)$$

$$\sigma_x = \frac{\nu_k P}{2\pi z^2} \cos^{\nu_k - 2} \alpha \sin^2 \alpha; \quad (9.30)$$

$$\tau_{xz} = \frac{\nu_k P}{2\pi z^2} \cos^{\nu_k - 1} \alpha \sin \alpha. \quad (9.31)$$

Для нагрузки, равномерно распределенной по круглой площад-

ке, вертикальные нормальные напряжения по оси, проходящей через центр площадки, выражаются зависимостью

$$\sigma_z = p(1 - \cos^{\nu_k} \beta), \quad (9.32)$$

где p — удельное давление по подошве штампа; β — угол, образуемый вертикальной осью и прямой, соединяющей рассматриваемую точку с любой точкой на окружности.

Формулы (9.29)...(9.33) отличаются от аналогичных формул теории упругости показателем степени у $\cos \alpha$ и постоянными, которые заменены коэффициентом концентрации напряжений ν_k , характеризующим рассеивание напряжений по глубине и их сосредоточения вблизи линии действия силы. Чем больше коэффициент концентрации напряжений, тем больше напряжения по линии действия силы и тем быстрее происходит их затухание по мере удаления в стороны (рис. 9.13).

Формулы с $\nu_k = 6$ иногда применяют для определения напряжений в зоне пластических деформаций в малосвязных грунтах в непосредственной близости от загруженной площадки при малых площадях передачи нагрузки (ориентировочно до 1 м). В этом случае затронутую пластическими деформациями зону в грунте можно условно рассматривать как слой грунта, отличающийся по механическим свойствам от расположенных глубже.

Анизотропные грунты. В грунтовых напластованиях, модули деформации которых в горизонтальном и вертикальном направлениях различны и могут быть обозначены соответственно E_1 и E_2 , для определения напряжений при действии линейной нагрузки можно пользоваться формулами К. Вольфа:

$$\sigma_z = \frac{2qz^3}{\pi R^2 R_1^2} k; \quad (9.33)$$

$$\sigma_x = \frac{2qz^2}{\pi R^2 R_1^2} k; \quad (9.34)$$

$$\tau_{xz} = \frac{2qxz^2}{\pi R^2 R_1^2} k, \quad (9.35)$$

где q — нагрузка на единицу длины загруженной линии; R — расстояние от загруженной линии до рассматриваемой точки;

$$R_1 = \sqrt{k^2 y^2 + z^2}; \quad k = \sqrt{E_2/E_1}.$$

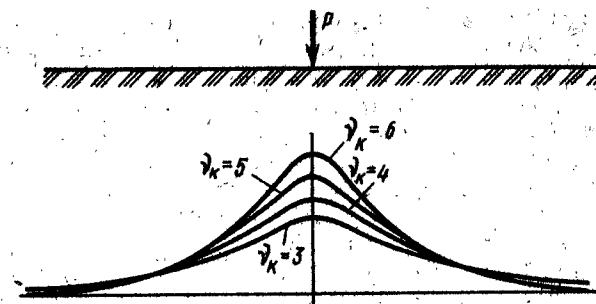


Рис. 9.13. Распределение вертикальных нормальных напряжений на постоянной глубине при разных значениях коэффициента концентрации ν_k .

Коэффициент Пуассона принят при выводе одинаковых в обоих направлениях. При $k = 1$ эти уравнения переходят в соответствующие уравнения для однородного грунтового массива.

Грунты, подстилаемые жестким слоем. Вопросу о распределении напряжений в слое грунта ограниченной толщины, залегающем на жестком несжимаемом основании, посвящено много работ советских (К. Е. Егоров, О. Я. Шехтер, М. Н. Горбунов-Посадов и др.) и зарубежных (Мелан, Маргерр, Био и др.) ученых.

Близкое расположение жесткого слоя к поверхности грунта вызывает увеличение напряжений по оси действия нагрузки, т. е. как бы происходит концентрация напряжений. При этом отношение напряжений в слоистой системе к напряжениям в однородном массиве меняется с глубиной.

В табл. 9.5 приведены рассчитанные М. Н. Горбуновым-Посадовым контактные давления на поверхности подстилающего грунт жесткого слоя σ , выраженные в долях от давления p , равномерно распределенного по подошве гибких штампов разной формы, приложенных к поверхности залегающего сверху грунтового слоя. Ширина штампов во всех случаях равна $2b$. Для сравнения приводятся напряжения на равной глубине в однородном грунте от бесконечной полосы шириной $2b$.

Характерно, что напряжения в грунте при малых глубинах залегания жесткого слоя превышают давление по подошве штампа.

Для приближенного построения кривой затухания напряжения в сжимаемом слое при использовании таблиц и формул для давления на поверхности контакта может быть применен прием, показанный на рис. 9.14. На схеме напластований откладывают известные величины давления на поверхности грунта и несжимаемого слоя. На чертеж наносят вспомогательную кривую распределения напряжений под такой же загруженной площадкой в однородном грунте и находят на ней точку, в которой напряжение равно напряжению на поверхности жесткого слоя. Затем, разбивая глубины от поверхности на равное количество отрезков, сносят точки кривой, соот-

ветствующие равным относительным глубинам; на сечения геологического разреза. Полученные точки соединяют плавной кривой.

Многослойные системы. Распределение напряжений в многослойных системах имеет весьма большое значение для расчета толщины дорожных одежд, состоящих из нескольких слоев, модули деформаций которых значительно различаются.

В связи со сложностью этой задачи имеются лишь решения для некоторых частных случаев многослойных систем, разработанные Д. Бурмистером, Жоффруа и Башеле, Р. М. Раппопортом, Джонсом и др. Трудность решений задачи возрастает с увеличением числа слоев, и большинство опубликованных решений относится к двухслойным системам.

В СССР при проектировании дорожных одежд и земляного полотна используют полученное Б. И. Коганом решение для напряжений и перемещений двухслойного упругого полупространства под действием вертикальной нагрузки, равномерно распределенной по площади круга. Им составлены таблицы величины смещений поверхности полупространства и напряжений в нижнем слое для разных соотношений модулей деформации (E_1/E_2) и толщин покрытий и диаметра площадки, через которую передается нагрузка h/D при коэффициентах Пуассона 0,25 и 0,35.

В табл. 9.6 приведены вычисленные Б. И. Коганом сжимающие напряжения по оси действия нагрузки в нижнем, более деформируемом слое двухслойной системы, показанной на рис. 9.15, при нагрузке, равномерно распределенной по кругу диаметром D . Цифры в числителе относятся к толщине верхнего слоя $h = 0,25D$, в знаменателе к $h = 0,5D$.

При расчетах коэффициент Пуассона был принят равным 0,25. В связи со сложностью и малой изученностью задачи о распределении напряжений в слоистых системах до сих пор большое практическое значение имеет разработанный в 1936 г. проф. Г. И. Покровским метод эквивалентного слоя, который дает возможность при определении напряжений привести любую многослойную систему к однослойной.

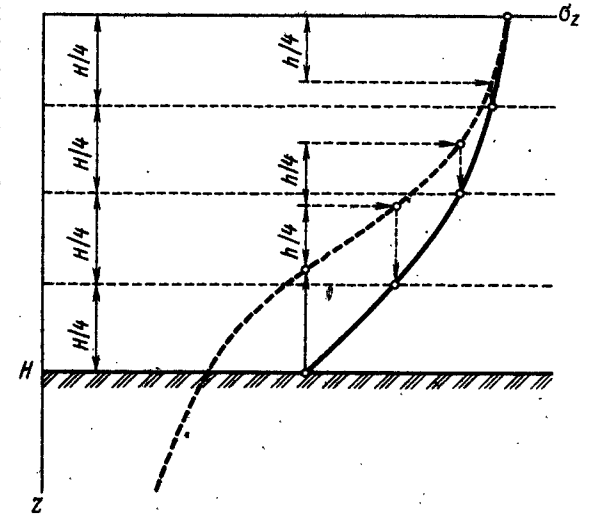


Рис. 9.14. Способ приближенного построения кривой распределения напряжений в пределах сжимаемого слоя

Таблица 9.5. Контактные давления на поверхности жесткого слоя

Относительная глубина залегания жесткого слоя z/b	Значения давлений σ/p при штампах разной формы					Напряжения в однородном грунте
	Круг при $R = b$	Прямоугольник с соотношением сторон L/b				
		1	2	3	4 и более	
0,5	1,06	1,05	1,03	1,03	1,03	0,96
1,0	0,97	1,03	1,04	1,03	1,03	0,82
1,5	0,68	0,76	0,91	0,91	0,90	0,65
2,0	0,47	0,54	0,71	0,77	0,76	0,55
3,0	0,25	0,30	0,47	0,55	0,56	0,41
5,0	0,10	0,13	0,22	0,29	0,36	0,26
10,0	0,03	0,03	0,06	0,10	0,18	0,13

Таблица 9.6. Сжимающие напряжения по оси действия нагрузки в долях давления на поверхность покрытия

Глубина от поверхности нижнего слоя в долях h/D	Значения E_1/E_2			
	5	10	20	30
0	0,79/0,42	0,66/0,32	0,54/0,28	0,46/0,17
0,25	0,53/0,20	0,46/0,16	0,38/0,13	0,33/0,11
0,50	0,36/0,12	0,31/0,10	0,27/0,08	0,24/0,07
0,75	0,25/0,07	0,22/0,06	0,19/0,06	0,18/0,05
1,25	0,13/0,04	0,12/0,03	0,11/0,03	0,10/0,03
2,25	0,05/0,01	0,05/0,01	0,05/0,01	0,05/0,01

Метод исходит из положения, что давление, передающееся от силы на подстилающий грунт через две плиты или балки разной толщины и из разных материалов, будет одинаково в том случае, если равны их жесткости, т. е.

$$E_1 I_1 = E_2 I_2. \quad (9.36)$$

Подставив сюда значения моментов инерции I , получим

$$h_1 = h_2^3 \sqrt{E_2/E_1}. \quad (9.37)$$

Следовательно, давление на грунт, а значит, и возникающее в нем напряженное состояние окажутся одинаковыми, если между толщинами плит будет существовать отношение, обратное отношению кубических корней из их модулей упругости. Соответственно, если давление на грунтовый массив передается через слой толщиной h , состоящий из более жесткого материала, то этот слой можно мысленно заменить слоем материала самого массива толщиной

$$h_{\text{экв. гр.}} = h_1^3 \sqrt{E_m/E_{\text{гр}}}, \quad (9.38)$$

подобрав его толщину с таким расчетом, чтобы напряжения в массиве не изменились.

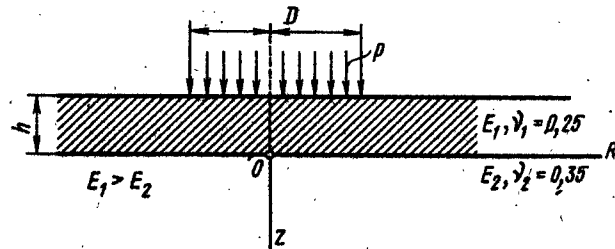


Рис. 9.15. Расчетная схема к определению напряжений в двухслойных системах от нагрузки, передающейся через площадь круга

Таким образом, при передаче давления на грунт через уложенный поверх него слой более жесткого материала для определения давления в грунте этот слой может быть заменен фиктивным эквивалентным слоем грунта такой толщины, чтобы напряжения на уровне поверхности грунтового основания оставались одинаковыми (рис. 9.16).

Для дорожных одежд, работающих в стадии медленного накопления пластических деформаций проф. Н. Н. Иванов предложил на основании опытных данных использовать уравнение эквивалентного слоя с измененной степенью радикала и характеризовать свойства конструктивных слоев модулем деформации, а не модулем упругости:

$$h_{\text{экв}} = H^{2.5} \sqrt{E_{\text{од}}/E_{\text{гр}}}, \quad (9.39)$$

где H — толщина дорожной одежды; $E_{\text{од}}$ и $E_{\text{гр}}$ — модули деформации дорожной одежды и подстилающего ее грунта.

Для определения напряжений в грунте, подстилающем верхний более жесткий слой, можно пользоваться формулами для однородного грунта, подставляя в них вместо истинной глубины залегания рассматриваемой точки эквивалентную глубину, вычисляемую по уравнению (9.39) или по эмпирической формуле, подобранной М. И. Якуниным по данным измерения напряжений в грунтовых основаниях дорожных одежд разных типов:

$$\sigma_z = \frac{p}{1 + (H_{\text{экв}}/D)^2}, \quad (9.40)$$

где p — удельное давление колеса на поверхность дороги; $H_{\text{экв}}$ — расчетная глубина точки, в которой определяют напряжения при замене толщины покрытия эквивалентным слоем грунта; D — диаметр круглого штампа, равновеликого по площади отпечатку следа колеса автомобиля.

Приведенные проф. Н. Н. Ивановым расчеты по формуле (9.40) показали, что они отличаются от расчетов по методу Б. И. Когана не более чем на 5%. На рис. 9.17 показаны данные некоторых опытов В. Ф. Бабкова по измерению напряжений в грунтовых основа-

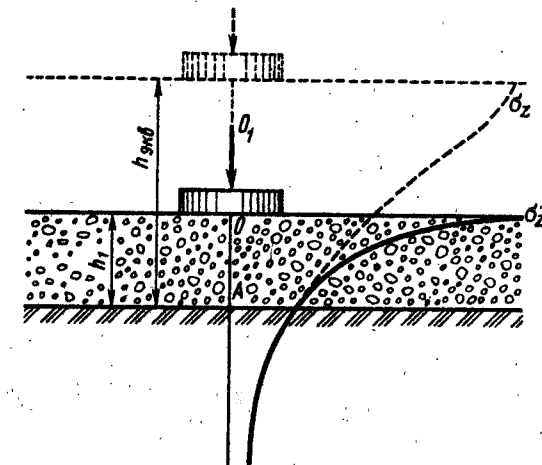


Рис. 9.16. Замена двухслойной системы однородным массивом

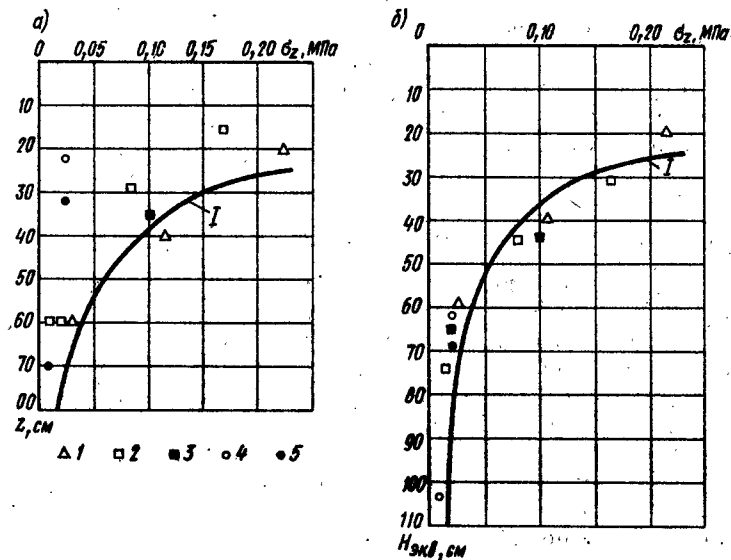


Рис. 9.17. Распределение напряжений в грунтовых основаниях дорожных одежд:

а — фактически измеренное; б — при замене дорожных одежд эквивалентным слоем грунта; 1 — грунтовая дорога; 2 — булыжная мостовая; 3 — щебеночное покрытие; 4 — асфальтобетонное покрытие на мостовой; 5 — асфальтобетонное покрытие на щебеночном основании; I — теоретическое распределение напряжений

ниях различных типов дорожных одежд. Экспериментальные точки распределения напряжений под одеждами разной жесткости при приведении толщины дорожной одежды к эквивалентному слою грунта располагаются около теоретической кривой.

9.4. Распределение давления на грунт по подошве нагруженных площадок

Реактивное сопротивление грунта, оказываемое им вдавливанию штампов или погружению фундаментов, распределяется неравномерно по площади контакта и зависит от передаваемой нагрузки и жесткости штампов. Распределение реактивного давления меняется в разных фазах деформации грунтового основания при возрастании нагрузки от сооружения, так как на нем отражаются процессы пластической деформации, возникающие вблизи от подошвы штампа.

В первой фазе деформаций осадки пропорциональны приложенной нагрузке. В этом случае нагруженная площадка является гибкой и деформируется вместе с поверхностью грунта, давление передается на грунт в соответствии с распределением нагрузки по подошве штампа и максимальная осадка соответствует центру пло-

щадки. К таким случаям относится, например, передача давления на подстилающий грунт от насыпей, дамб, колес автомобилей и дорожных машин на пневматических шинах низкого давления.

Иначе протекает деформация при передаче давления на грунт через площадки, которые можно считать практически недеформируемыми. В этом случае все точки жесткого фундамента или вдавливаемого штампа погружаются в грунт на одинаковую глубину, что вызывает перераспределение давления на грунт по подошве штампа. Напряжения в средней части уменьшаются, а по краям возрастают.

Теоретический анализ распределения напряжений по подошве круглого жесткого штампа приводит к зависимости

$$p_r = \frac{p}{2\sqrt{1-(r/R)^2}}, \quad (9.41)$$

где p — средняя величина давления по подошве штампа; r — расстояние от центра до рассматриваемой точки; R — радиус круглого жесткого штампа.

Согласно уравнению (9.41) по краям площадки напряжения должны иметь бесконечно большую величину. Но поскольку грунт таких напряжений воспринять не может, близ края штампа возникают пластические деформации, вследствие которых происходит перераспределение напряжений (рис. 9.18), приводящее к уменьшению напряжений по периметру штампа и к некоторому их возрастанию в остальных частях площадки. По этой причине при малоразвитых зонах пластического течения во всех грунтах эпюра распределения реактивного давления под штампом имеет седловидное очертание.

Во II фазе деформаций, когда в грунте развиты зоны пластического течения начинает протекать все более интенсивно, горбы седловидной эпюры возрастают и смещаются к оси штампа. К моменту перехода деформаций в III стадию эпюра реактивного отпора грунта приобретает колоколообразное очертание, соответствующее сформировавшемуся под штампом к моменту наступления предельного равновесия уплотненному упругому ядру.

Давления, при которых эпюры реактивного отпора сохраняют седловидное очертание, в песках очень малы. В плотных глинистых грунтах, обладающих большим сопротивлением сдвигу, седловидное очертание эпюры сохраняется и при относительно больших удель-

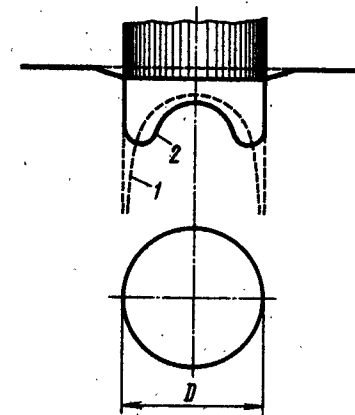


Рис. 9.18. Седловидная эпюра распределения напряжения по подошве круглого жесткого штампа при работе грунта в упругой стадии:
1 — теоретическое и 2 — фактическое распределение напряжения

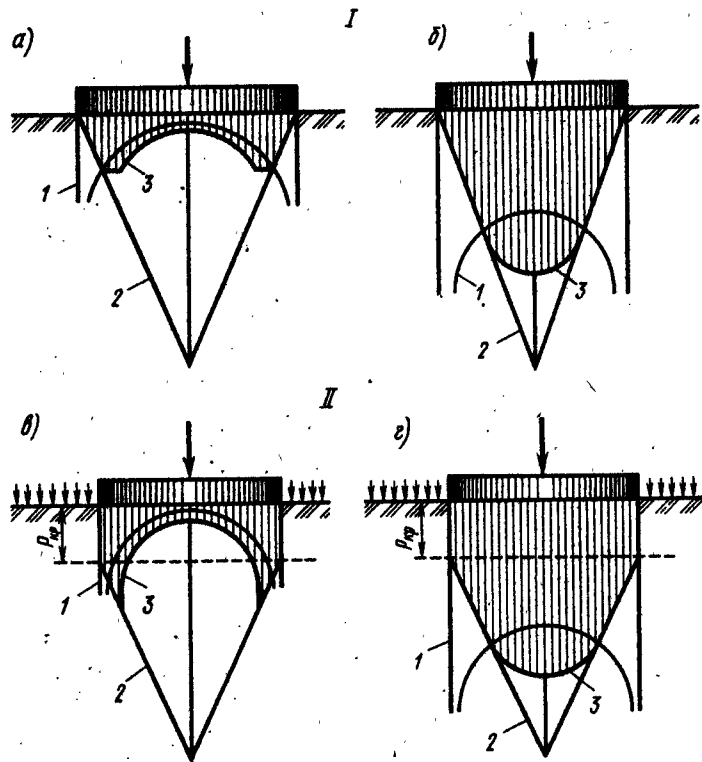


Рис. 9.19. Приближенный метод построения эпюры распределения давления по подошве штампа по В. А. Флорину:

I — несвязные грунты; II — связные грунты при наличии боковой пригрузки;
 1 — теоретическое распределение напряжений под абсолютно жестким штампом;
 2 — распределение напряжений при конической эпюре; 3 — фактическое распределение напряжений; $p_{кр}$ — предельное давление, при котором в грунте не возникает пластических деформаций (критическая краевая нагрузка)

ных давлениях, что было неоднократно зафиксировано приборами, смонтированными в подошвы фундаментов.

Для практических целей при построении эпюр распределения давления по подошве жесткого штампа может быть использован предложенный проф. В. А. Флориным приближенный метод, который исходит из предположения, что реальные эпюры распределения напряжений по подошве штампа являются промежуточными между двумя теоретически возможными крайними положениями: эпюрой с максимумом по краям и минимумом в середине, соответствующей выводам теории упругости, и эпюрой с максимумом в середине, соответствующей выпиранию грунта из-под краев площадки и значительным деформациям сооружения. Эта эпюра, имеющая вытянутое по оси колоколообразное очертание, может быть приближенно заменена конической, форма которой определяется тем, что у краев штампа наибольшее значение реактивного

отпора грунта не может превышать давление $p_{кр}$, которое соответствует условию возникновения сдвигов (см. §10.2). По оси площадки давление должно быть таким, чтобы общий объем эпюры уравновешивал (по законам статики) действующую нагрузку на штамп.

В местах, где седлообразная эпюра, соответствующая решениям теории упругости, выходит за пределы конической эпюры, возникают пластические деформации и происходит перераспределение напряжений таким образом, что максимум напряжений смещается от краев в пределы конической эпюры (рис. 9.19, а, в). При больших давлениях на подошву сооружения при размещении срезанных частей седловидной эпюры в пределах конической, получается выпуклая колоколообразная эпюра (рис. 9.19, б, г).

Распределение реактивного отпора грунта по подошве штампа оказывает влияние на напряженное состояние верхних слоев грунта и должно учитываться при проектировании фундаментов. Однако в точках, расположенных на глубинах, больших $1...1,5$ диаметра или ширины площадки, передающей давление, практически не ощущается разница от того, является ли площадка жесткой или гибкой. Это следует, например, из сопоставления приведенных на рис. 9.20 изолиний равных вертикальных напряжений σ_z для нагрузки, приложенной к бесконечной жесткой полосе, с аналогичными кривыми для случая гибкой полосы. Поэтому при расчетах осадок сооружений используют обычно более простые формулы для случая передачи нагрузки через гибкие площадки с равномерным распределением давления по поверхности грунта.

9.5. Влияние внутренних сил в грунте на напряженное состояние грунтового массива

Напряженное состояние грунта зависит не только от напряжений, вызываемых внешней нагрузкой, но и от внутренних сил, действующих в самом грунте. Складываясь с усилиями, возник-

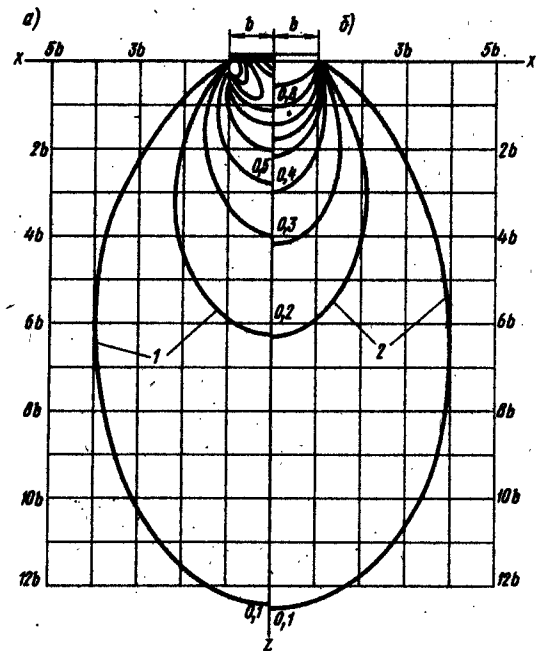


Рис. 9.20. Кривые равных вертикальных нормальных напряжений от нагрузки, приложенной к жесткой (1) и гибкой (2) бесконечным полосам

кающими от приложения внешней нагрузки, эти силы создают в грунте суммарное поле напряжений.

К числу внутренних сил, влияющих на напряженное состояние грунта, относятся: вертикальное давление от собственного веса грунта и вызываемые им силы бокового давления; капиллярное давление в грунте ниже уровня капиллярных менисков; гидродинамическое давление воды, перемещающейся под напором (см. § 4.5), направленное в сторону течения; внутренние силы связности грунта, эквивалентные сцеплению (см. § 7.1).

Давление от собственного веса грунта принимают обычно возрастающим пропорционально глубине рассматриваемого слоя, пренебрегая при этом некоторым увеличением плотности по мере углубления из-за уплотнения грунта вышележащими слоями.

В слоистых напластованиях вертикальное нормальное напряжение от собственного веса грунта на глубине z (рис. 9.21)

$$\sigma_z = \sum_{i=1}^{i=n} \rho_i H_i, \quad (9.42)$$

где n — число разнородных грунтовых напластований от поверхности по рассматриваемой глубине; ρ_i — плотность грунта в i -м слое; H_i — толщина i -го слоя грунта.

В водопроницаемых слоях, расположенных ниже уровня грунтовых вод, а также в зоне полного капиллярного водонасыщения грунта ниже уровня менисков, плотность скелета уменьшается в результате воздействия подъемной силы воды до величины

$$\rho' = (\gamma - 1) \frac{1}{1 + e}, \quad (9.43)$$

где γ — удельный вес частиц грунта (см. § 3.2).

При заложении подошвы фундамента на некоторой глубине от поверхности напряжения в грунте, вызывавшиеся весом удаленного грунта, снимаются. Часть веса сооружения как бы компенсирует снятое давление, и поэтому дополнительные напряжения в нижележащих слоях грунта вызываются только частью внешней нагрузки

$$\bar{p}_1 = p - qh, \quad (9.44)$$

где q — плотность грунта; h — глубина заложения фундамента.

При оценке напряженного состояния грунтовых оснований

проектируемых сооружений необходимо учитывать также поле напряжений, создаваемое в них расположенными рядом сооружениями. В слоях грунта, находящихся ниже уровня капиллярных менисков, на грунтовый скелет передается капиллярное давление, действующее как дополнительная вертикальная нагрузка, определяемая высотой столба капиллярной воды над уровнем стояния грунтовых вод ($p = h\gamma_w$, где γ_w — удельный вес воды). Капиллярное давление распространяется гидростатически — во всех направлениях одинаково. При изменении уровня грунтовых вод напряженное состояние грунта изменяется.

Если подошва фундамента расположена ниже горизонта капиллярных менисков (рис. 9.22), то на основание фундамента действует капиллярное давление, равное $h\gamma_w$. При понижении уровня грунтовых вод расстояние между фундаментом и уровнем грунтовых вод увеличивается, и давление на грунтовый скелет в наиболее неблагоприятном случае может возрасти до $h_{\text{кап}}\gamma_w$ и вызвать дополнительную осадку сооружения. Этим объясняется, в частности, осадка поверхности осушаемых болот. Увеличение капиллярного давления на грунт при понижении уровня грунтовых вод откачкой воды из буровых скважин используют для уплотнения грунтов в условиях естественного залегания. При этом сказывается также и увеличение давления от собственного веса в связи с прекращением взвешивающего действия воды.

Таким образом, суммарные сжимающие напряжения, действующие в грунте:

$$\sigma_{z \text{ сум}} = \sigma_z + \sum_{i=1}^{i=n} \rho_i H_i + p_e + p_{\text{кап}}, \quad (9.45)$$

где p_e — давление, эквивалентное внутренним силам связности.

Внутреннее напряженное состояние грунта, создаваемое силами связности, следует учитывать при оценке устойчивости против возникновения сдвигов в отдельных точках (см. § 7.4). При определении осадок сооружений внутреннее напряженное состояние грунта специально не учитывают, поскольку его влияние уже учитывается в параметрах сопротивления грунтов нагрузке, получаемых опытным путем (модуль деформации, параметры компрессионных кривых, характеристики сопротивления сдвигу).

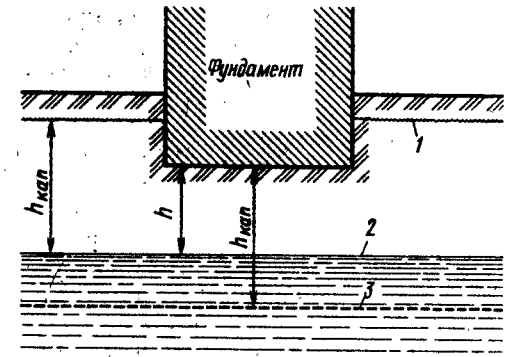


Рис. 9.22. Изменение капиллярного давления на основание фундамента при понижении уровня грунтовых вод:

1 — уровень капиллярного поднятия; 2 — первоначальный уровень грунтовых вод; 3 — уровень опустившихся грунтовых вод

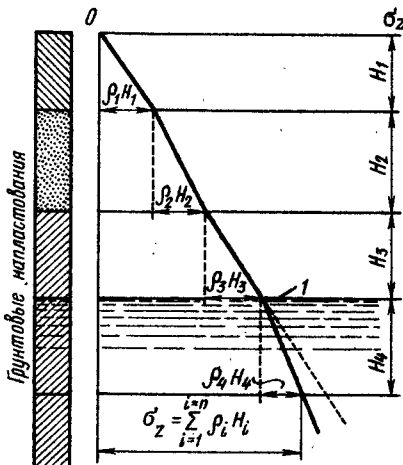


Рис. 9.21. Изменение давления от собственного веса грунта по глубине
1 — горизонт грунтовых вод

10.1. Понятие о допустимом давлении на грунт

Деформации грунта при приложении к нему нагрузки не являются признаком разрушения грунтового массива, если только они не связаны с обрушением откосов или оползанием склонов. Однако в сооружении, от которого передается нагрузка на грунт, в результате осадок, особенно неравномерных, могут возникнуть опасные деформации. Поэтому давление на грунт ограничивают такими величинами, чтобы возникающие осадки с учетом их возможной неравномерности были допустимы для сооружения.

Так как при одном и том же удельном давлении на грунт сооружения различных площадей и очертаний в плане претерпевают разные осадки, то допускаемая нагрузка на один и тот же грунт зависит от размеров сооружений и очертания их в плане и для ответственных сооружений должна устанавливаться индивидуально с учетом конструкции сооружений и их назначения. Допускаемые давления определяют применительно к характерным фазам процесса деформации грунта в основании.

Исходя из назначения инженерных сооружений и особенностей их конструкции, для одного и того же грунта можно говорить о нескольких предельных значениях допускаемых нагрузок, которые могут быть установлены из следующих предположений о работе сооружения: 1) ограничения осадки определенным значением, допустимым по условиям работы сооружения (примером являются опоры неразрезных мостов, у которых превышение допустимой осадки может вызвать опасные напряжения в пролетных строениях); 2) ограничения пластических деформаций грунта основания определенной зоной вблизи от подошвы опоры сооружения; 3) допущения развития пластических деформаций, охватывающих значительные зоны грунта, формирования конуса вдавливания и образования призмы выпирания по краям сооружения (схема предельного равновесия).

В первом случае исходят из определенного заданного значения деформации сооружения, устанавливаемого требованиями его эксплуатации (фундаменты под точные станки) или условиями прочности сооружения (дорожные одежды, неразрезные строительные конструкции). Допускаемое давление на грунт назначают, предусматривая его работу в пределах фазы уплотнения.

Во втором случае, если сооружения не являются особенно чувствительными к осадкам, давление на грунт назначают применительно к концу I и началу II фазы деформации. Допускаемое давление соответствует такой нагрузке на опорию площадь, при которой в отдельных точках грунтового массива возникают сдвиги. Степень развития пластических деформаций может быть допущена в тем меньших пределах, чем более ответственным является сооружение. На устойчивость против возникновения пластических дефор-

маций сдвига или ограничение их минимальными значениями рассчитывают опоры мостов и фундаменты промышленных и гражданских зданий.

В третьем случае допускаемые нагрузки принимают несколько большими — соответствующими осадкам, возникающим в момент образования в грунте сплошных поверхностей скольжения и выпирания грунта из-под сооружения. На такие случаи можно рассчитывать земляное полотно на слабых основаниях, земляные плотины и струенаправляющие насыпи на мостовых переходах в расчете на то, что осадка произойдет в процессе строительства и после досыпки грунта до проектного уровня сооружение будет устойчивым.

СНиПы предусматривают, что для всех зданий и сооружений, основания которых сложены нескальными грунтами, находящимися в стабильном состоянии, расчет оснований производят из условия предотвращения деформаций сооружений (осадок, прогибов), создающих препятствия для их нормальной эксплуатации. Расчетную схему и методику расчета выбирают с учетом наиболее существенных факторов, определяющих напряженное состояние и деформации основания и сооружений, а также свойства их материалов — нелинейность деформаций, анизотропию, реологические свойства материалов, возможность изменения физико-механических их характеристик в процессе службы сооружения и др.

При действии больших горизонтальных нагрузок при скальных грунтах оснований или при возведении сооружений, расположенных на краю откосов и крутопадающих слоях грунта, на основаниях, сложенных водонасыщенными глинными и торфянистыми грунтами, помимо расчета на допустимые осадки следует производить проверку на устойчивость по схемам предельного равновесия (III фаза) с учетом образующихся поверхностей скольжения.

10.2. Определение допускаемого давления на грунт при условии ограничения зоны пластических сдвигов в грунте

Определение давления на грунт, исходя из условия ограничения зон пластических деформаций, ведут на основе условий пластического течения грунта (см. § 8.1). Математические выражения для определения допускаемой нагрузки на грунт из условия полного исключения пластического течения в основании сооружения предлагались независимо друг от друга многими исследователями (Н. П. Пузыревским, Н. М. Герсевановым, Л. К. Юргенсоном, О. К. Фрелихом), получившими в разное время идентичные выражения.

Рассмотрим случай действия нагрузки, приложенной к гибкой бесконечной полосе, заглубленной в грунт на глубину H . Дополнительное давление на грунт от внешней нагрузки равно $p - qH$.

В этом случае главные напряжения от внешней нагрузки согласно уравнениям (9.21) и (9.22) равны:

$$\sigma_1 = \frac{(p-qH)}{\pi}(2\beta + \sin 2\beta);$$

$$\sigma_3 = \frac{(p-qH)}{\pi}(2\beta - \sin 2\beta),$$

где 2β — угол, образованный прямыми, соединяющими рассматриваемую точку с краями загруженной полосы, рад.

Вводя в эти зависимости также напряжения от собственного веса грунта qz , внутреннего давления, эквивалентного связности p_e , принимаемые распределенными гидростатически ($\xi = 1$), и подставляя значения σ_1 и σ_3 в выражение условия возникновения пластических деформаций, после преобразования получим

$$\frac{(p-qH)(\sin 2\beta - 2\beta \sin \varphi)}{\pi \sin \varphi} = [p_e + q(z + H)].$$

Решение этого уравнения относительно z дает

$$z = \frac{p-qH}{\pi q} \frac{\sin 2\beta - 2\beta \sin \varphi}{\sin \varphi} - \frac{p_e + qH}{q}. \quad (10.1)$$

Выражение (10.1) является уравнением линий, разделяющих зоны упругой и пластической деформаций и называемых граничными линиями. Нетрудно убедиться, что граничные линии соответствуют рассмотренным выше (см. § 8.1) линиям равных значений угла наибольшего отклонения.

Максимальную глубину распространения зоны пластических деформаций можно найти из уравнения (10.1) и условия $dz/d\beta = 0$. Эта глубина равна

$$z_{\max} = \frac{p-qH}{\pi q} \left(\operatorname{ctg} \varphi + \varphi - \frac{\pi}{2} \right) - \frac{p_e}{q} - H. \quad (10.2)$$

Наибольшее допустимое давление на грунт, при котором в грунте полностью отсутствуют пластические деформации сдвига, может быть получено из условия $z_{\max} = 0$:

$$p_{\max} = \left(\frac{p_e}{q} + H \right) \frac{\pi q}{\operatorname{ctg} \varphi + \varphi - \pi/2} + qH \quad (10.3)$$

Допуская распространение пластических деформаций на некоторую глубину z , можно для каждого значения давления p определить из выражения (10.1) угол β , необходимый для построения граничной линии.

На рис. 10.1 показаны граничные линии для нагруженной полосы шириной 1 м, расположенной на поверхности сыпучего грунта ($H = 0$ и $p_e = 0$) и на глубине 2 м ($H = 2$ м и $p_e = 0$). Граничные

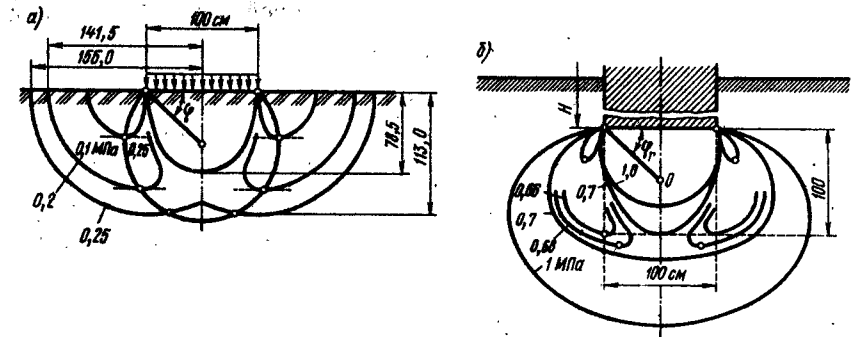


Рис. 10.1. Граничные линии под различными равномерными нагрузками и в виде полосы:

а — при приложении нагрузок к поверхности сыпучего грунта ($\rho = 0,0015$ кг/см³, $\rho = 0$; $\varphi = 45^\circ$); б — при заглублении фундамента в тот же грунт на 2,0 м и действию нагрузок (цифры показывают значения нагрузок в МПа)

линии построены для различных значений нагрузок p на полосу. Из графиков видно, что если нагрузка приложена к поверхности грунта, то даже при малых давлениях p по краям загруженной полосы возникают зоны пластических деформаций, достигающие поверхности грунта.

По мере увеличения нагрузки эти зоны возрастают, приближаются к оси симметрии и, наконец, при некотором значении внешней нагрузки сливаются. В этот момент под подошвой нагруженной полосы возникает замкнутое ядро, в пределах которого сохраняется упругое напряженное состояние. Величина этого ядра уменьшается по мере дальнейшего возрастания нагрузки за счет расширения зон пластических деформаций. Под нагруженной полосой, углубленной в грунт, граничные линии являются замкнутыми, не выходящими на поверхность грунта, а пластические деформации начинают возникать при большей нагрузке, чем в предыдущем случае. Место возникновения зон пластических деформаций зависит от распределения нагрузки на поверхность грунта (рис. 10.2).

При нагрузках, постепенно увеличивающихся от краев загруженной полосы (трапециевидальная эпюра давлений от дорожных насыпей), зона пластического течения образуется на некоторой глубине под серединой полосы.

Требование полного отсутствия пластических деформаций в грунте под опорной площадью является чрезмерно строгим даже для фундаментов самых ответственных сооружений, так как возникновение пластических деформаций в некоторой ограниченной зоне под фундаментом не представляет опасности для нормальной работы сооружения.

Строительные нормы и правила определяют допустимые напряжения (нормативные давления) как среднее давление по подошве фундамента, при котором глубина распространения пластических

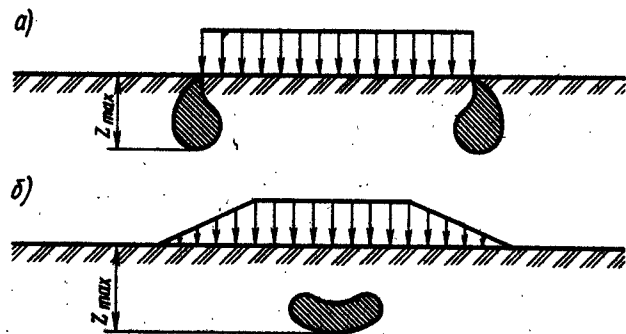


Рис. 10.2. Места возникновения зон пластических деформаций при разном распределении нагрузок на поверхности грунта:

а — нагрузка, равномерно распределенная по полосе; б — то же, распределенная по трапеции

зон равна четверти ширины фундамента, так как, по данным наблюдений, этот момент соответствует началу заметного отклонения от прямой линии кривой осадки от давления.

В литературе высказывались и другие предположения о допустимом распространении зон пластических деформаций под сооружениями. Так, например, проф. Н. Н. Маслов предложил исходить из случая, когда пластические зоны касаются вертикалей, проходящих через край полосы ($z_{max} = B \operatorname{tg} \varphi$, где B — ширина загруженной полосы). При этом сооружение как бы поддерживается находящимся в устойчивом состоянии вертикальным столбом грунта, сечение которого равно площади его основания. Расчетные формулы для этих случаев получают из уравнения (10.1), принимая в нем разные глубины распространения зон пластических деформаций. Однако поскольку вывод уравнения (10.1) исходит из закономерностей распределения напряжений, соответствующих предположкам теории упругости, использование его для случаев значительного развития в грунте зон пластических деформаций сопряжено с существенными ошибками и получаемые формулы не являются точными. Сравнительные расчеты показывают, что закономерности теории упругости практически соблюдаются, если глубина распространения зон пластических деформаций не превышает $1/4$ ширины фундамента.

10.3. Устойчивость грунтовых оснований из условия предельного равновесия

При определении устойчивости грунтового массива против деформации с боковым выпиранием грунта по схеме предельного равновесия исходят из схемы, показанной на рис. 10.3. В процессе образования в грунте зон пластических деформаций непосредствен-

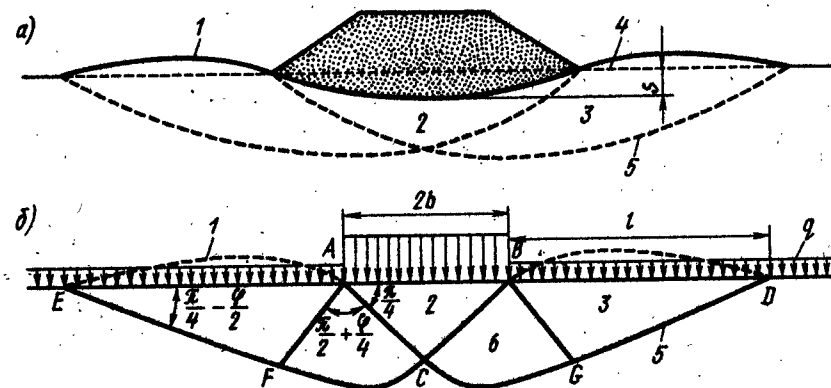


Рис. 10.3. Схема к расчету устойчивости сооружения из условия предельного равновесия:

а — деформация насыпи на слабом основании; б — пластическая деформация при вдавлении штампа; 1 — вал взбуривания; 2 — конус уплотнения; 3 — призма пассивного отпора грунта; 4 — первоначальная поверхность; 5 — поверхность скольжения; 6 — зона пластического течения грунта

но под штампом (нагруженной площадкой) формируется уплотненное ядро ABC , вклинивающееся в грунт вместе со штампом и раздвигающее образующиеся сбоку валы грунта BCD и ACE — призмы выпирания, смещающиеся как монолиты, не деформируясь по поверхности скольжения. Выдавливанию штампа в этой фазе деформации препятствуют силы сопротивления сдвигу, возникающие по поверхности ядра и призмы выпирания. В пределах уплотненного ядра под штампом и внутри призм выпирания имеет место упругое напряженное состояние, а в переходной зоне BCG — пластическое течение грунта. При этом допускается, что грунт несжимаем.

Для идеально пластичного тела вопрос о сопротивлении вдавлению штампа для условий плоской задачи впервые был исследован Л. Прандтлем, который, пренебрегая влиянием собственного веса деформируемого материала, дал решение, применимое и к теории предельного равновесия сыпучей среды. Формула Л. Прандтля для определения нагрузки на грунт из условия бокового выпирания (второе критическое давление) в условиях плоской задачи (с поправкой К. Терцаги, учитывающей влияние собственного веса грунта) имеет следующий вид:

$$p = (qH + c \operatorname{ctg} \varphi) \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \exp(\pi \operatorname{tg} \varphi) - c \operatorname{ctg} \varphi, \quad (10.4)$$

где p — предельное давление на грунт; H — величина заглубления нагруженной полосы; c — сцепление; φ — угол внутреннего трения.

Для нагрузок, которые передаются через штампы малых размеров, среднее давление, по В. Г. Березанцеву, по подошве круглого штампа с радиусом основания r , вызывающее состояние пре-

дельного равновесия при малом заглублении штампа ($H/r < 0,5$), определяется зависимостью:

$$p = \pi r^2 (Aqr + Bq + Cc), \quad (10.5)$$

где q — удельное давление пригрузки по бокам штампа; A , B и C — сложные функции угла внутреннего трения, значения которых даны в табл. 10.1.

Формула (10.5) может быть использована с достаточной точностью и при передаче нагрузки через квадратную площадку со стороной b . В этом случае вместо r нужно подставить $b/2$, вместо πr^2 — b^2 .

Рассматривая решения теории пластичности об устойчивости грунтов из условия предельного равновесия, следует иметь в виду, что предпосылки решений, примерно соответствующая условиям деформации плотных песков и слабых водонасыщенных грунтов, не вполне отражают физическую картину протекания деформаций в связных грунтах, поскольку не учитывают особенностей их уплотнения.

В рыхлых грунтах, с которыми часто приходится иметь дело при строительстве дорог, распространение деформации сдвига при вдавлении штампа ограничивается зоной вблизи штампа без образования ясно выраженных поверхностей скольжения и призм выпирания. Вначале штамп проседает вследствие уплотнения под ним грунта. При этом под ним возникает конус из уплотненного грунта (подштамповый конус), после чего дальнейшая осадка происходит за счет раздвигания уплотняющего грунта в стороны без образования призм выпирания.

В связи с таким характером протекания деформаций грунта не соблюдается строго предпосылка теории пластичности об одновременном возникновении сдвигов по всей поверхности скольжения. Пластическая деформация развивается по мере роста нагрузки, постепенно захватывая все большие участки поверхности

Таблица 10.1. Значения A , B , C и D

φ, град	Значения коэффициентов			
	A	B	C	D
16	4,1	4,5	12,8	1,44
20	7,3	8,5	20,9	1,58
24	14,0	14,1	29,9	1,73
28	25,3	24,8	45,0	1,91
32	48,8	45,5	71,5	2,11
36	97,2	87,6	120,0	3,34
40	216,0	185,0	219,0	2,61

Примечание. Через D обозначена относительная длина призмы бокового выпирания, равная $1/2r$.

скольжения, поэтому применение решений теории пластичности более обосновано к уплотненным грунтам, чем к грунтам, сильно сжимаемым.

§ 10.4. Устойчивость сооружений на слабых основаниях

Сооружения часто возводят на слабых основаниях, сложенных истыми и сильно увлажненными глинистыми грунтами. Условно к категории слабых относят водонасыщенные глинистые грунты, которые при давлениях до 0,3 МПа имеют модуль деформации 5 МПа и относительную влажность $> 0,8$. Угол внутреннего трения этих грунтов весьма мал и без существенных погрешностей может быть принят равным нулю, а сопротивление сдвигу — величине сцепления. Эти допущения особенно справедливы при быстро при-

Таблица 10.2. Наибольшие значения τ_{max} в грунтовых основаниях для характерных случаев приложения нагрузки

Характер прилагаемой нагрузки	τ_{max}	Глубина расположения точки с наибольшим напряжением
Бесконечная полоса шириной $2b$ при равномерном распределении нагрузки	$\frac{p}{\pi}$	b
То же, при нагрузке, распределенной по равнобедренному треугольнику с основанием $2b$	$0,256 p_{max}$	$0,5b$
Равномерно распределенная нагрузка по кругу диаметром D	$0,33p$	$0,32D$
Нагрузка, распределенная по равнобедренному треугольнику с основанием $2b$, на тонком слое пластичного грунта толщиной H (рис. 10.4) (p_0 — среднее давление на подошву)	$\frac{p_0 H}{2b}$	—
То же, при условии, что подошва насыпи остается горизонтальной (насыпь на бревенчатом настиле)	$\frac{p_0 H}{b}$	—

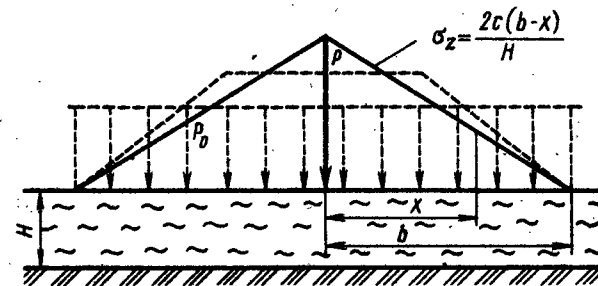


Рис. 10.4. Схема к расчету устойчивости насыпи на тонком слое пластичного грунта

лагаемых нагрузках, когда внешнее давление передается на воду, заполняющую поры грунта, поэтому иногда принимают, что устойчивость сооружений, возведенных на слабых водонасыщенных основаниях, обеспечивается при соблюдении условия $\tau_{\max} < c$, где τ_{\max} — максимальное значение главных касательных напряжений в основании, вызываемых нагрузкой от сооружений.

При соблюдении этого условия пластические сдвиги не возникают ни в одной точке основания сооружения и обеспечивается его нормальная работа в первой фазе деформации по Н. М. Герсеванову.

Наибольшие значения касательных напряжений в грунтовых основаниях для характерных случаев приложения нагрузок приведены в таб. 10.2.

ГЛАВА 11

ОСОБЫЕ СЛУЧАИ СОПРОТИВЛЕНИЯ ГРУНТОВ НАГРУЗКАМ

11.1. Сопротивление нагрузкам мерзлых грунтов

Замерзание грунтов характеризуется обычно резким изменением их физико-механических характеристик. Кристаллизация воды в порах грунта вызывает цементацию грунтовых частиц льдом, свойства которого зависят от температуры грунта. Наличие в мерзлых грунтах ледяных связей между минеральными частицами меняет их сопротивление нагрузкам и закономерности протекания деформаций во времени. Свойства мерзлых грунтов определяются прочностью содержащегося в них льда и соотношением между замерзшей и незамерзшей частями грунтовой воды. Поэтому сопротивление сжатию образцов грунтов и их модули деформации и упругости зависят от температуры, возрастая при ее понижении (рис. 11.1).

Влажность грунтов влияет на сопротивление сжатию через количество льда, содержащегося в точках контакта между частицами. Опыты Н. А. Цытовича показали, что увеличение влажности образцов, уплотняемых одинаковым начальным давлением, вначале приводит к росту сопротивления, так как лед сильнее цементирует контакты между частицами, препятствуя их смещениям. При возрастании влажности сверх некоторого критического значения влага начинает препятствовать контактам между частицами и сопротивление сжатию снижается до сопротивления льда.

Осредненные данные многочисленных испытаний мерзлых грунтов (рис. 11.2) показывают, что для температур от 0 до $-5...-8^{\circ}\text{C}$ можно считать модуль упругости (в МПа) мерзлых грунтов линейно возрастающим при охлаждении грунта:

$$E = (\alpha + \beta|\Theta|) 10^3, \quad (11.1)$$

где α — величина, мало зависящая от рода грунтов, обычно равная 0,4...0,5; β — коэффициент, для мерзлого песка равный 2,1, для

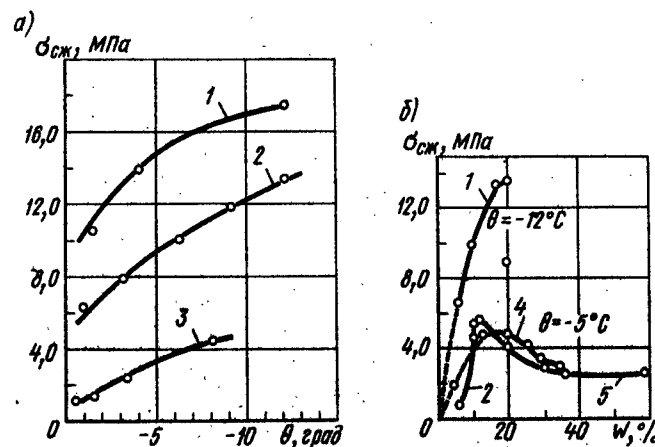


Рис. 11.1. Зависимость сопротивления мерзлых грунтов от температуры (а) и влажности (б) по Н. А. Цытовичу: 1 — песок; 2 — глина; 3 — сунесь; 4 — глина с содержанием фракции 0,005 мм 51%; 5 — пылеватая глина с содержанием фракции 0,005 мм 63%

пылеватых грунтов — 1,4 и для мерзлой глины — 0,23; $|\Theta|$ — абсолютное значение отрицательной температуры.

Коэффициент Пуассона для мерзлых грунтов в зависимости от их зернового состава, температуры и влажности меняется в широких пределах — от 0,13 до 0,45.

Сопротивление мерзлых грунтов сдвигу в интервалах, встречающихся в инженерной практике давлений, подчиняется той же закономерности Кулона, что и талых. Однако подавляющая часть сопротивления сдвигу (от 60 до 95%) создается сцеплением.

Для мерзлых грунтов большое значение имеет такая механическая характеристика, как сила их смерзания с боковой поверхностью фундаментов, свай и столбов, зарытых в грунт, от которой зависит касательное усилие, передающееся на сооружения при вспучивании промерзающего грунта. Прочность смерзания определяется в основном сопротивлением льда в контактах между частицами грунта и поверхностью сооружения и в меньшей степени трением о нее грунтовых частиц.

Сопротивление смещению в зоне контакта смерзшегося грунта и сооружения изменяется после приложения нагрузки с течением времени по мере деформиро-

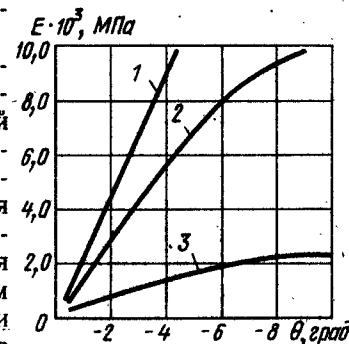


Рис. 11.2. Зависимость модуля деформации мерзлого грунта от температуры при давлении 0,2 МПа: 1 — песок; 2 — пылеватый грунт; 3 — глина

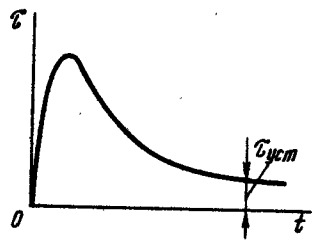


Рис. 11.3. Изменение во времени сопротивления сдвигу грунта по поверхности вмерзшей в грунт стойки

вания по графику, похожему на график нарастания сопротивления сдвигу для крупнозернистых грунтов по мере деформирования (рис. 11.3). Вначале, при очень малых сдвигах, сопротивление быстро возрастает, достигая максимального значения. Затем начинается прогрессирующий процесс пластического течения льда и нарушения связей в зоне сдвига. При этом удельное сопротивление снижается, постепенно приближаясь к некоторой устойчивой величине $\tau_{уст}$, которую принимают за расчетную при проверках устойчивости фундаментов на выпучивание.

Характер контактов между мерзлым грунтом и сооружением определяется крупностью частиц и влажностью грунта. При малой влажности и крупнозернистых грунтах лед образуется только в зоне контакта частицы с поверхностью. При глинистых грунтах и высокой влажности может образоваться тонкая ледяная прослойка, разделяющая грунт и поверхность сооружения. В связи с этим ординаты графика зависимости устойчивого смерзания $\tau_{уст}$ мерзлых грунтов от влажности вначале возрастают, а потом остаются практически постоянными (рис. 11.4). Прочность смерзания увеличивается при понижении температуры.

Результаты опытов проф. Б. И. Далматова позволяют принять в этом случае зависимость

$$\tau_{уст} = c + b|\Theta|, \quad (11.2)$$

где $|\Theta|$ — абсолютное значение отрицательной температуры; c и b — величины, зависящие от типа грунтов; для суглинков $c=0,4...0,5$; $b=0,12...0,15$; для супесей $c=0,4...0,7$; $b=0,16...0,22$.

Особенность работы мерзлых грунтов при действии нагрузок всех видов — вязкопластический характер протекания их деформаций. Деформации испытываемых образцов мерзлых грунтов протекают весьма замедленно, поэтому при быстром приложении нагрузок сопротивление мерзлых грунтов бывает большим, чем при очень плавном их увеличении малыми ступенями. При расчетах приходится ориентироваться на так называемые предельно длительные сопротивления, соответствующие значениям напряжений, при которых явления ползучести затухают. Зависимость показателей прочности мерзлого глинистого грунта ($\Theta > -10^\circ\text{C}$) от

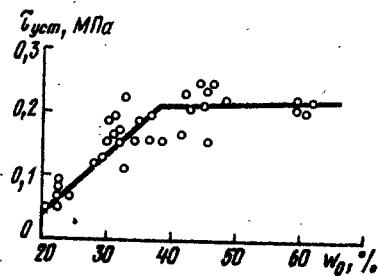


Рис. 11.4. Зависимость устойчивого сопротивления смерзания вылеватого суглинка с деревом от влажности мерзлого грунта (по Ю. Д. Дубову).

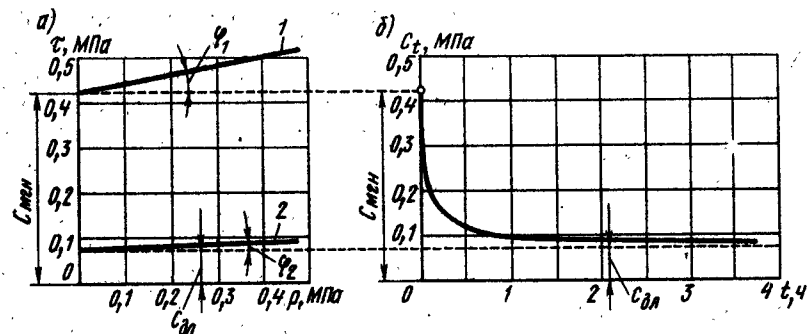


Рис. 11.5. Зависимость параметров сопротивления сдвигу мерзлого глинистого грунта ($w=33\%$, $T=-1^\circ\text{C}$) по опытам Н. А. Цытовича;

а — график сопротивления сдвигу; б — зависимость сцепления грунта от длительности воздействия нагрузки; 1 — быстрое приложение нагрузки; 2 — длительное воздействие

длительности действия нагрузки наглядно иллюстрируется данными опытов, проведенных проф. Н. А. Цытовичем (рис. 11.5).

При быстром срезе мерзлого грунта параметры сдвига были равны: $\phi=14^\circ$, $c=0,52$ МПа; при предельно медленном — $\phi=40^\circ$, $c=0,09$ МПа. Первые значения следует использовать при расчетах на кратковременное приложение нагрузки на грунт, вторые — при длительном воздействии силы.

11.2. Устойчивость грунтовых откосов от обрушения

Крутые откосы земляного полотна и естественных склонов оползают под влиянием собственного веса, принимая более пологое очертание. При проверке их устойчивости различают следующие задачи: 1) устойчивость откосов в насыпях и выемках из однородных грунтов; 2) устойчивость откосов в слоистых грунтах; 3) устойчивость откосов и грунтовых массивов против сдвига по фиксированной жесткой поверхности (подстилающая скальная порода).

Наблюдения показали, что в однородных грунтах оползающий массив грунта смещается по криволинейной поверхности, которую без существенных погрешностей можно принять за круглоцилиндрическую. Оценка устойчивости грунтовых массивов против сдвига сводится к определению коэффициента устойчивости, характеризующего отношение моментов сил, удерживающих оползающую часть массива, к моментам сдвигающих сил или отношение равнодействующих этих сил. Коэффициент устойчивости должен быть в зависимости от значения сооружения 1,05...1,3.

Методы расчетов устойчивости откосов в однородных грунтах могут быть разделены на две группы: теоретические, позволяющие получить расчетом очертание откосов, ограничивающее устойчивый грунтовый откос; к их числу относится метод проф. В. В. Соколовского, основанный на закономерностях теории пластичности, который дает возможность определить очертание откоса, находящегося в состоянии предельного равновесия, и методы, основанные

на установлении очертания устойчивого откоса путем последовательных попыток; при этом, задаваясь положением центра кривых и описанных из них поверхностей скольжения, определяют коэффициенты устойчивости сползающих частей откосов, находя таким образом положение наиболее опасной кривой скольжения.

На основе обобщения большого числа расчетов многими авторами были предложены способы нахождения центров кривых, по которым наиболее вероятно обрушение (К. Терцаги, Феллениус, В. В. Фандеев, Р. Р. Чугаев и др.); а также разработаны вспомогательные графики для расчетов устойчивости откосов в однородных грунтах (Тейлор, Ямбу). Весьма удобны предложенные проф. М. Н. Гольдштейном по материалам многих расчетов таблицы для определения коэффициентов устойчивости откосов. Однако, как показали поверочные расчеты устойчивости большого числа оползней, проведенные Нгуен Чапом под руководством проф. Н. Н. Маслова, при правильном назначении расчетных характеристик грунтов использование всех упомянутых методов дает весьма близкие результаты.

При проектировании автомобильных дорог для определения зоны расположения центров наиболее опасных кривых скольжения пользуются предложенным шведским ученым Феллениусом графическим построением (рис. 11.6). Предполагается, что линия центров опасных кривых расположена на прямой АВ. Значения определяющих ее положение углов α и β даны в табл. 11.1.

Проводя расчеты устойчивости откосов, принимают, что при выемках и насыпях, возведенных на плотном основании, кривые скольжения проходят через подошву откоса. При насыпях, отсыпанных на слабых водонасыщенных грунтах, кривые скольжения захватывают мягкий грунт.

Для определения коэффициента устойчивости сползающую часть массива делят вертикальными сечениями на ряд призм. При этом условно допускается, что каждая отдельная призма сохраняет равновесие независимо от смежных призм, т. е. силы сцепления и трения в вертикальных сечениях отсутствуют. Коэффициент устойчивости выделенного массива может быть найден по отношению моментов удерживающих $G_i f \cos \eta_i + c l_i$ и сдвигающих $G_i \sin \eta_i$ сил (где G_i — вес призмы; η_i — угол наклона поверхности скольжения в пределах рассматриваемой призмы; l_i — длина образующей поверхности скольжения в пределах выделенной призмы; $f = \operatorname{tg} \varphi$ — коэффициент внутреннего трения грунта):

$$K = \frac{\sum M_{уд}}{\sum M_{сдв}} = \frac{\sum_1^n (G \operatorname{tg} \varphi \cos \eta_i + c l_i) R}{\sum_1^n R G_i \sin \eta_i} = \frac{\sum_1^n G_i y_i \operatorname{tg} \varphi + R c L}{\sum_1^n G_i x_i} \quad (11.3)$$

где $L = \sum_1^n l_i$ — длина образующей поверхности скольжения.

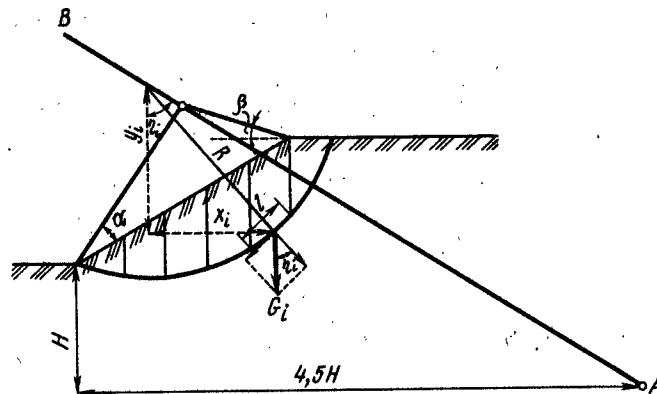


Рис. 11.6. Построение для определения зоны расположения центров наиболее опасных кривых скольжения и разбивка оползающей части откоса на отсеки

Таблица 11.1. Значения углов α и β

Коэффициент заложения откоса	Угол наклона откоса	Углы, град		Коэффициент заложения откоса	Угол наклона откоса	Углы, град	
		α	β			α	β
1:0,6	60°	29	40	1:3	18°26'	25	35
1:1	45°	28	37	1:4	14°03'	25	36
1:1,5	33°40'	26	35	1:5	11°19'	25	37
1:2	26°34'	25	35				

При проверке устойчивости откосов в слоистых грунтах при сравнительно малой разности в свойствах грунтов и небольшой толщине слоев расчет ведут обычно по тем же формулам, что и для однородного грунта, но пользуются средневзвешенными значениями величин сцепления и угла внутреннего трения:

$$c_n = \frac{c_1 h_1 + c_2 h_2 + \dots + c_m h_m}{h_1 + h_2 + h_3 + \dots + h_m}$$

$$\operatorname{tg} \varphi_n = \frac{h_1 \operatorname{tg} \varphi_1 + h_2 \operatorname{tg} \varphi_2 + \dots + h_m \operatorname{tg} \varphi_m}{h_1 + h_2 + h_3 + \dots + h_m} \quad (11.4)$$

При проверке устойчивости естественных склонов, сложенных из различных грунтов, наиболее удобно использовать предложенный проф. Н. Н. Масловым метод «равнопрочного откоса». Исходным является выведенное ранее уравнение (7.6) для определения угла естественного откоса:

$$\operatorname{tg} \alpha = \operatorname{tg} \varphi + \frac{c}{\sum \rho H \cos^2 \varphi}$$

Проф. Н. Н. Маслов в разработанном им методе определения поверхности устойчивого откоса пренебрегает влиянием $\cos^2 \eta$ и предлагает считать тангенс угла откоса η равным тангенсу угла сдвига, обозначенного через ψ , т. е. пользуется полученным уравнением (7.6) в виде

$$\operatorname{tg} \psi = \operatorname{tg} \varphi + c/(qH). \quad (11.5)$$

Это обеспечивает при расчетах дополнительный запас устойчивости, больший для верхней части откоса, чем для нижней, поэтому результаты расчета описанным методом дают несколько более пологие откосы, чем при расчетах другими способами.

Для построения профиля устойчивого откоса в нем выделяют по высоте ряд слоев в соответствии со слагающими его напластованиями. Для грунта, расположенного на уровне подошвы каждого из слоев, определяют давление от веса вышележащих слоев грунта, а также величины расчетных углов сдвига по выражению (5.6), вводя коэффициент запаса

$$\operatorname{tg} \psi = (\operatorname{tg} \varphi + c/p)/k, \quad (11.6)$$

где k — коэффициент запаса устойчивости.

Очертание устойчивого откоса в соответствии с найденными величинами ψ , начиная с подошвы откоса, показано на рис. 11.7.

Сдвиг грунта по фиксированной поверхности происходит при залегании под верхними слоями грунта плотных, чаще всего водонепроницаемых горных пород, на поверхности которых может образовываться переувлажненный, снижающий сопротивление сдвигу слой грунта. По этому слою и происходит сползание.

Проф. Г. М. Шахуньянц предложил расчет устойчивости, который сводится к выделению вертикальных отсеков в оползающей части массива в соответствии с очертаниями поверхности скольжения (рис. 11.8, а) и к оценке устойчивости каждого из них под влиянием собственного веса и передающегося давления смежных отсеков. При этом каждый отсек рассматривают как затвердевший массив.

Величина силы давления, передающегося от i -го отсека на ниже расположенный F_{i+1} (рис. 11.8, б)

$$F_i = F_{i-1} \cos(\eta_{i-1} + \eta_i) - G_i \cos \eta_i \operatorname{tg} \varphi + G_i \sin \eta_i - cL_i, \quad (11.7)$$

где F_{i-1} — сила давления, передающаяся на рассматриваемый отсек от отсека, расположенного выше; G_i — вес отсека; L_i — длина поверхности скольжения; φ — угол внутреннего трения сползающего грунта; c — сцепление грунта.

Если для расположенного выше отсека сила F_{i-1} имеет отрицательное значение, то ее в расчет не вводят.

Коэффициент устойчивости для каждого отсека

$$K_i = \frac{G_i \cos \eta_i \operatorname{tg} \varphi + cL_i}{F_{i-1} \cos(\eta_{i-1} + \eta_i) + G_i \sin \eta_i}. \quad (11.8)$$

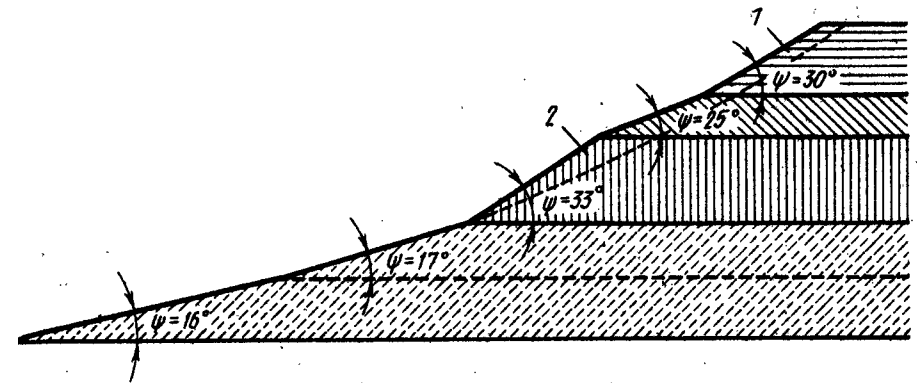


Рис. 11.7. Профиль устойчивого откоса в слоистом грунте:
1 — поверхность грунта; 2 — поверхность устойчивого откоса

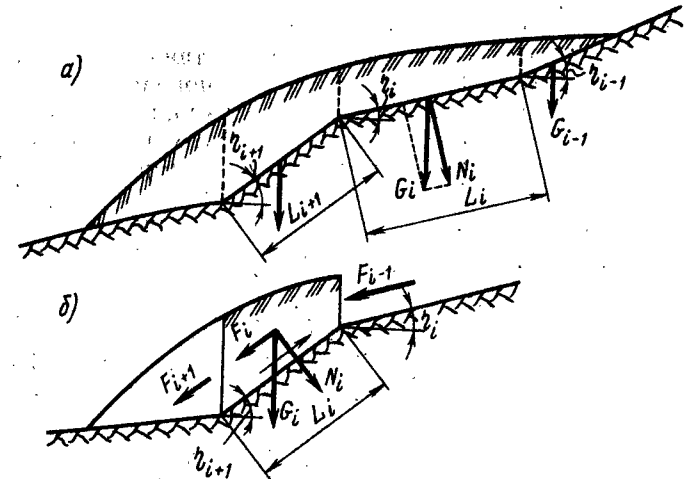


Рис. 11.8. Схема к определению устойчивости грунта против оползания по фиксированной поверхности

Рассматривая условия устойчивости группы отсеков начиная сверху, можно определить места наиболее вероятного образования трещин разрыва у верхних границ отсеков со значениями k , меньшими 1, и мест образования бугров выпирания у нижних границ тех же отсеков.

Описанные выше методы расчета устойчивости откосов могут быть использованы и при более сложных случаях действия нагрузок.

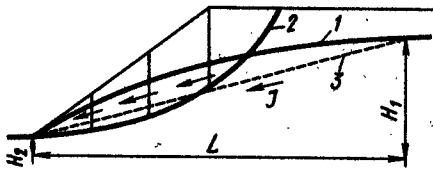


Рис. 11.9. Связь кривой депрессии и гидравлического градиента:

1 — кривая депрессии в грунте; 2 — поверхность скольжения; 3 — спрямленная кривая депрессии

составляющей сейсмической волны. Расчетное ускорение резко увеличивается с повышением балла землетрясения, составляя 51... 100 мм/с² для 6 баллов и 500...1000 мм/с² — для 9 баллов.

Можно учесть также и вертикальную составляющую ускорения, уменьшающую вес оползающего грунта до величины $m(g - a_v)$.

При наличии в откосе водонасыщенных слоев, по которым происходит движение грунтовой воды, необходимо вводить в расчет грунт поверхность водоносного слоя располагается по параболической кривой, называемой кривой депрессии (рис. 11.9). Направление гидродинамического давления D_i в каждом выделенном грунтовым отсеке принимают согласно направлению гидравлического градиента для данного грунта или параллельно кривой депрессии и прикладывают в центре тяжести водонасыщенного объема грунта.

Расчеты устойчивости грунтовых массивов на оползание ведут применительно к наиболее неблагоприятному периоду их работы, так как коэффициент устойчивости не остается постоянным в течение года в связи с изменением водного режима сползающей части грунтового массива. Это связано с тем, что атмосферная вода, просачивающаяся в грунтовой массив во время дождливых периодов и снеготаяния, снижает коэффициент устойчивости откосов по двум причинам: увеличивается вес намокшего грунта и снижается сцепление в грунте.

11.3. Расчетные схемы в особых случаях воздействия нагрузок на грунт

Часто приходится встречаться со сложными случаями сопротивления грунтов нагрузкам, которые не описываются простейшими схемами компрессионного сжатия или сдвига. Примерами таких случаев являются: определение сопротивления грунтов резанию, смятию катящимся колесом, расчет прочности дорожных одежд и др. Для большинства из них до сих пор еще не получено исчерпывающих решений, что связано с трудностью установления расчет-

Так, например, в сейсмических районах в схему могут быть введены усиления, возникающие при подземных толчках. Обычно в расчет устойчивости вводят горизонтальную составляющую усилия сейсмической волны, равную

$$F = ma_r,$$

где m — масса грунта оползающего откоса; a_r — расчетное ускорение горизонтальной

ных схем, точно описывающих сложные процессы, протекающие в деформируемом грунте.

Расчетные схемы сопротивления грунта в сложных случаях воздействия нагрузок основываются на принципе, сформулированном впервые в 1923 г. Н. М. Герсевановым, указавшим, что в грунтах статические расчеты могут быть применены к определению устойчивости лишь в тех случаях, когда расчеты исходят из формы разрушений и деформаций, которые подтверждаются опытом строительной практики.

Излагаемые далее методы оценки сопротивления грунтов, как правило, основываются на схемах разрушения грунтов, установленных из опыта. Для разработки математических выражений сопротивления грунта в общей картине деформаций выделяют процессы уплотнения грунта и сдвига по фиксированным поверхностям раздела и на основе общих уравнений статики внутреннее сопротивление грунта приравнивают действующей нагрузке.

Сопротивление грунтов резанию. Преодоление сопротивления грунтов резанию является основным источником затрат энергии в сельском хозяйстве, строительстве и горном деле. При этом около 90% грунта разрабатывается методом резания в мерзлом состоянии.

При взаимодействии рабочих органов землеройных машин с грунтом в зоне их силового воздействия в грунте возникает сложное напряженное состояние. В зоне контакта режущего органа машины с грунтом возникает значительная концентрация напряжений, сопровождающаяся пластическими деформациями грунта, приводящими к отделению от массива грунта элемента стружки, так называемого тела скольжения (рис. 11.10).

Отделившееся тело скольжения смещается вверх по наклонной поверхности режущего органа машины. Сопротивление резанию в этот момент снижается на 15... 40%, так как режущий орган при дальнейшем движении начинает уплотнять следующий объем грунта своей нижней частью в зоне максимальных давлений. Таким образом, в процессе резания грунта совмещаются протекающие одновременно деформации уплотнения и сдвига, причем процесс резания имеет циклический характер.

В зависимости от влажности, степени уплотнения и связности грунта характер его деформации при резании может быть различным. Твердый сухой или мерзлый грунт откалывается кусками. Связный или задернованный грунт

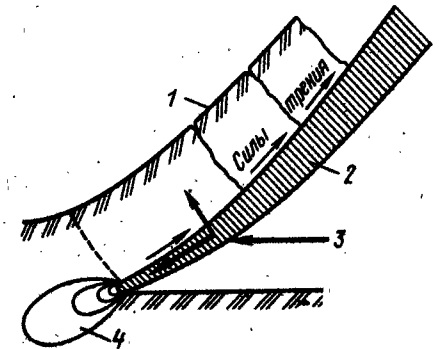


Рис. 11.10. Деформация грунта при разработке резанием:

1 — срезаемая стружка грунта; 2 — режущий орган машины; 3 — тяговое усилие; 4 — поле напряжения под режущим органом машины

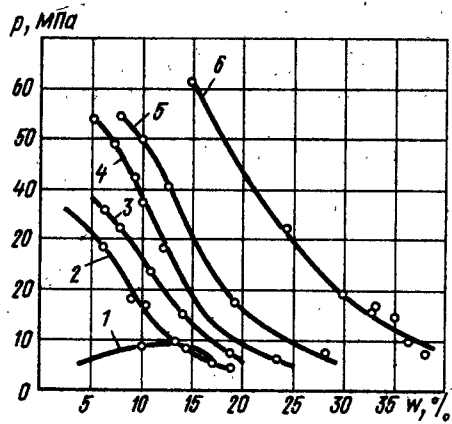


Рис. 11.11. Зависимость сопротивления грунтов резанию при разных влажностях (по опытам А. Н. Зеленина):
1 — песок; 2 — супесь пылеватая легкая; 3 — супесь пылеватая тяжелая; 4 — суглинок средний; 5 — глина; 6 — плотная морская глина

дальнейшем увлажнении до полной капиллярной влагоемкости.

Большой вклад в теорию резания грунтов внесли акад. А. П. Горячкин — резание рабочими органами машин плужного типа, проф. Ю. А. Ветров и проф. А. Н. Зеленин, детально исследовавшие механизм резания различными рабочими органами грунтов в талом и мерзлом состояниях. Сопротивление грунтов резанию применительно к работе конкретных машин определяют как сумму сопротивлений срезу по грани режущего органа машины, уплотнению и трению при перемещении вдоль режущего органа машины. Для скреперов приходится учитывать и сопротивление ранее срезанного грунта перемещению и сжатию в ковше. В частности, при срезе грунта ножом длиной l , режущая поверхность которого наклонена к горизонту под углом α , сопротивление резанию при толщине стружки h равно (по А. Н. Зеленину)

$$p = \tau_{cp} = lh \frac{\cos \varphi \sin(\alpha + 2\varphi')}{\cos \varphi' \cos^2\left(\frac{\alpha + \varphi + \varphi'}{2}\right)} + \sigma_{сж} l s \cos \alpha, \quad (11.9)$$

где τ_{cp} — удельное сопротивление грунта сдвигу в условиях естественного залегания без внешней нагрузки; φ — угол внутреннего трения грунта; φ' — угол трения металла о грунт; $\sigma_{сж}$ — удельное сопротивление грунта вдавливанию штампа; s — толщина кромки режущего органа.

Резание грунтов является примером деформаций, протекающих с постоянной заданной скоростью, которая определяется скоростью движения трактора или самоходной машины, снабженной режущим органом, поэтому сопротивление грунта зависит от скорости дефор-

при влажности, несколько меньшей капиллярной влагоемкости, подрезается в виде изгибающегося пласта, в котором вместо явно выраженных сколов происходят разрывы и уплотнение.

Влажность грунтов значительно влияет на их сопротивление сдвигу и сжатию; усилие, необходимое для резания, изменяется при увеличении влажности в значительных пределах (рис. 11.11). У песков сопротивление возрастает при увеличении влажности до полной капиллярной влагоемкости. У связных грунтов сопротивление резанию заметно снижается при влажности, равной максимальной молекулярной влагоемкости, и резко падает при

мирования. Как показали эксперименты, сопротивление грунтов при увеличении скорости резания на каждый 1 м/с как для мерзлых, так и для талых грунтов возрастает приблизительно на 5...7%.

При конструировании дорожных машин стремятся снизить сопротивление резанию грунтов путем использования процессов или конструктивных элементов, уменьшающих сопротивление грунтов сдвигу или трению их о металл. К их числу относятся вибрирование

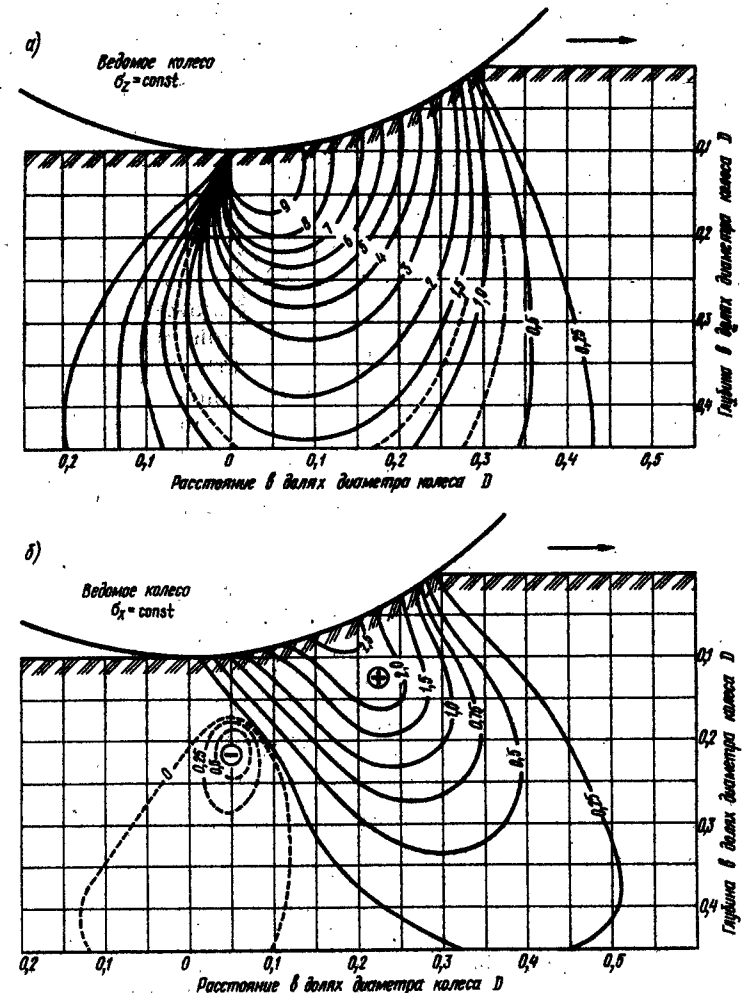


Рис. 11.12. Изолинии равных напряжений в грунте, деформирующемся под катящимся ведомым колесом (при глубине колес 10 см):
 $\mu = 1$ и $G = 100$ МПа; а — вертикальные нормальные напряжения; б — горизонтальные нормальные напряжения

режущих органов, введение транспортеров или роликов и телескопически растягивающихся ковшей, облегчающих перемещение стружки, пропускание постоянного тока для увлажнения режущего органа в результате электроосмоса, подача сжатого воздуха через мелкие отверстия в режущем органе и т. п.

Сопrotивление грунтов деформированию под катящимся колесом. Определение сопротивления поверхностных слоев грунта образованию колеи катящимся колесом имеет большое значение для конструирования машин, предназначенных для движения по бездорожью. Обширные исследования, посвященные этому вопросу, образуют самостоятельный раздел механики грунтов, называемый за рубежом террамеханикой. Деформация грунта при качении колеса происходит под действием приложенных к колесу вертикальной силы веса, горизонтального тягового усилия (на ведомых колесах) и вращающего момента (на ведущих колесах). Равнодействующая этих сил направлена под углом к вертикали, изменяющимся в зависимости от сопротивления качению, оказываемого грунтом. Поле напряжений, создаваемое в грунте катящимся ведомым колесом, складывается из напряжений, вызываемых двумя системами сил: горизонтальными, возникающими от давления колеса на грунт при поступательном движении, и вертикальными — от нагрузки и собственного веса колеса (рис. 11.12). Для ведущего колеса добавляются силы сцепления с грунтом по площади контакта обода.

На рис. 11.13 показаны деформации грунта в продольном разрезе вдоль колеи, зафиксированные с помощью заложенных в грунте перед проходом автомобиля окрашенных вертикальных и горизонтальных прослоек. Наблюдения показали, что при влажности, меньшей капиллярной влагоемкости, выжимание грунтов в поперечном направлении практически отсутствует. Поэтому образование колеи при качении колеса может быть представлено как деформация сжатия при кратковременном воздействии создаваемого коле-

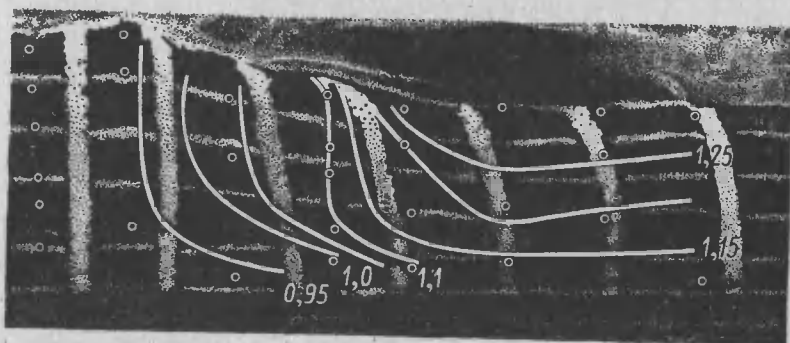


Рис. 11.13. Деформация грунта при образовании колеи:

белые тонкие линии — равные плотности грунта; изогнутые вертикальные столбики — смещение грунта в направлении движения; горизонтальные линии — уплотнение грунта под колесом; цифры у кривых — плотность скелета (в г/см³); кружки — места взятия проб на влажность и плотность

сом поля напряжений, перемещающегося со скоростью движения. Поскольку продолжительность воздействия колеса бывает меньше времени, необходимого для протекания полной деформации грунта, при повторных проходах глубина колеи возрастает.

На практике при расчетах, связанных с колееобразованием, чаще всего исходят из эмпирической зависимости Бернштейна — Летошнева (8.14), описывающей возрастание сопротивления грунта вдавливанию с глубиной погружения колеса:

$$q_z = C(z/z_0)^\mu,$$

где q_z — сопротивление грунта смятию на глубине z , МПа; C — сопротивление грунта на глубине z_0 , принимаемой равной 1 см и поэтому при выводах обычно опускаемой; μ — параметр, характеризующий возрастание сопротивления грунта смятию с увеличением глубины колеи.

Это уравнение хорошо описывает кривую зависимости между погружением в грунт штампа и действующим на него давлением. В зависимости от влажности, степени уплотнения и однородности грунта величина μ колеблется между 0 и 1; для сравнительно уплотненных грунтов при влажности, близкой к капиллярной влагоемкости, $\mu = 1/2$; для рыхлых сухих грунтов (пашня) $\mu = 1$.

Глубину колеи определяют исходя из схемы, приведенной на рис. 11.14. На находящуюся на глубине z элементарную полоску обода колеса dl шириной B действует реактивное усилие грунта $q_z B dl$. Тогда вертикальная проекция реакции грунта будет равна $q_z B \cos \alpha dl$ (где α — угол, составляемый направлением реактивного усилия с вертикалью).

Суммарное сопротивление грунта вдавливанию колеса при качении

$$Q = \int_a^0 q_z B \cos \alpha dl. \quad (11.10)$$

Подстановка значения q_z из (8.14) и интегрирование значений $\cos \alpha dl = dx$ приводят к выражению

$$Q = CB(1 - \mu/3)H^\mu \sqrt{DH}. \quad (11.11)$$

Аналогично суммирование горизонтальных проекций реактивного сопротивления грунта дает

$$F = CBH^{\mu+1}/(\mu+1). \quad (11.12)$$

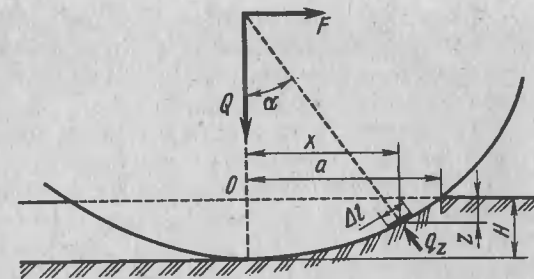


Рис. 11.14. Схема к определению глубины колеи

При расчетах, связанных с движением колес повозок, учитывают, что заднее колесо движется обычно по дну колеи, образованной передним колесом, т. е. сопротивление грунта в пределах образующейся колеи меняется от $SN_{пер}^n$ до $SN_{задн.}^n$.

Устойчивость глинистых грунтов при высокой влажности. Для ряда случаев практики строительства и эксплуатации дорог имеет значение устойчивость глинистых грунтов при высоких влажностях. В зависимости от действующих напряжений, сцепления и угла внутреннего трения глинистых грунтов деформации могут иметь характер ползучести или вязкого течения. Снижение сцепления грунта при росте влажности или преодолении сил сцепления касательным напряжением может перевести ползучесть в течение разжиженного грунта. Деформации ползучести, как уже отмечалось выше, необходимо обязательно учитывать при проектировании подпорных стенок. С текучестью грунта связаны некоторые деформации земляного полотна — сплывы откосов, образование селевых выносов, разрушающих дорогу. Свойство текучести разжиженного грунта используют при производстве земляных работ методами гидромеханизации.

Так как грунты имеют сложную структуру, течение водонасыщенного грунта отличается от течения жидкости. Для того чтобы началось течение разжиженного грунта, должно быть преодолено его начальное сопротивление сдвигу — структурная вязкость. Вопросы течения грунтов исследовал проф. Н. Н. Маслов. На основе экспериментов и анализа работы сооружений он считает возможным применять к случаю течения грунтов уравнение течения пластично-вязких тел Шведова — Бингама, согласно которому

$$v = (\tau - \tau_0) / \eta, \quad (11.13)$$

где v — скорость течения по плоскости сдвига; τ — напряжение сдвига двух смежных слоев; η — коэффициент вязкости; τ_0 — предельное сопротивление грунта сдвигу (порог ползучести), соответствующее моменту преодоления сил сцепления,

$$\tau_0 = c + p \operatorname{tg} \varphi, \quad (11.14)$$

где c — сцепление грунта при соответствующей влажности; p — давление, действующее на рассматриваемый слой грунта; φ — угол внутреннего трения.

Для вязкотекучих грунтов, у которых $\varphi = 0$ и $c \approx 0$, уравнение (11.13) переходит в уравнение Ньютона:

$$v = \tau / \eta. \quad (11.15)$$

При исследовании сползания разжиженного грунта по наклонному склону сопротивление сдвигу $\tau_0 = qh \operatorname{tg} \varphi + c$ возрастает по мере удаления от дневной поверхности в связи с влиянием собственного веса грунта. Поэтому при постоянном по величине сдвигающем усилии τ скорость течения затухает по глубине и сползание захватывает только верхние слои грунта.

Коэффициенты вязкости грунтов меняются в широких пределах в зависимости от их влажности. По С. М. Флейшману, для грязевых потоков на селевых склонах η составляет от 0,1 до 5 Па·с в зависимости от консистенции. По Н. Н. Маслову, для мягкопластичных глинистых грунтов коэффициент вязкости в Па·с составляет $10^2 \dots 10^9$, тугопластичной консистенции — $10^{10} \dots 10^{11}$, полутвердой — $10^{12} \dots 10^{13}$ и твердой — $10^{13} \dots 10^{15}$.

Экспериментально коэффициенты вязкости определяют путем деформирования грунта с постоянной скоростью на приборе с кольцевой поверхностью сдвига и вычисления величины расчетом по формуле (11.13) или измеряя скорость вдавливания в грунт шарового штампа с последующим вычислением η по формуле Стокса (см. § 2.3).

11.4. Моделирование осадок сооружений

В связи с условностью ряда расчетных схем, которые не могут охватить весь комплекс процессов, протекающих в грунте, в сложных случаях применяют методы моделирования, при которых на малых моделях изучают деформации, происходящие в результате сложных распределений нагрузок процессов в основаниях или грунтовых сооружениях. Весьма совершенным и эффективным методом моделирования является центробежное моделирование, предложенное в 1932 г. практически одновременно профессорами Н. Н. Давиденковым и Г. И. Покровским.

Сущность центробежного моделирования заключается в следующем. Модель сооружения помещают в каретку мощной центрифуги с радиусом вращения настолько большим, чтобы можно было без существенной погрешности принять, что действующие на модель радиально расходящиеся центробежные силы направлены параллельно; у современных центрифуг радиусы вращения бывают не менее 1,5...2,0 м.

Необходимое отношение размеров сооружения в натуре к размерам модели (масштаб моделирования) N устанавливают исходя из следующих соображений: пусть радиус вращения модели от ее центра тяжести до центра оси центрифуги равен R , а угловая скорость вращения ω ; если удельное давление от веса сооружения составляет p_c , то давление модели равно $p_m = p_c / N$, тогда во время вращения центрифуги на единицу площади основания будут действовать направленные перпендикулярно друг другу сила веса p_m / N и центробежная сила:

$$C_m = mR\omega^2 = \frac{p_m}{Ng} R\omega^2,$$

где m — масса модели, приходящаяся на единицу площади основания; g — ускорение свободного падения.

Суммарное давление должно быть равно давлению от веса сооружения в натуре, т. е.

$$p_c = \sqrt{p_m^2 + m^2 R^2 \omega^4} = \frac{p_c}{N} \sqrt{1 + R^2 \omega^4 / g^2}.$$

Откуда

$$N = \sqrt{1 + (R\omega/g)^2}$$

При уменьшении на модели линейных размеров сооружения и основания в N раз осадка сооружения, глубина активной зоны и зоны распространения напряжений моделируются в том же масштабе.

Протекание деформаций на моделях происходит значительно быстрее, чем в натуре. Так, относительная деформация модели происходит в N^2 раз скорее, чем равные относительные деформации сооружения, что значительно сокращает время, необходимое для проведения лабораторных испытаний. Например, если масштаб моделирования $N=100$, то время, необходимое для моделирования осадки сооружений за 10 лет, составляет всего лишь

$$T_m = \frac{10 \cdot 360 \cdot 24}{100^2} = 6,8 \text{ ч.}$$

Поэтому центробежное моделирование при достаточной точности позволяет в короткий срок составить представление о работе сооружения в течение длительного периода времени.

Многолетний опыт использования центробежного моделирования при проектировании сложных и ответственных сооружений в СССР доказал, что центробежное моделирование распределения напряжений в грунтах и осадок сооружений дает хорошую сходимость с данными наблюдений в натуре, значительно сокращая время, необходимое для производства экспериментов.

Применяют также более сложные методы моделирования, основанные на сходстве математических уравнений процессов, протекающих в природе и на модели. Особенно большие возможности в этом отношении дает использование электронных аналоговых вычислительных машин.

РАЗДЕЛ ЧЕТВЕРТЫЙ

ОСАДКИ

ГЛАВА 12

РАСЧЕТЫ ОСАДОК ФУНДАМЕНТОВ И ДОРОЖНЫХ НАСЫПЕЙ

12.1. Методы расчета конечной величины осадок

Расчеты осадок сооружений и их протекания во времени имеют большое практическое значение. Оценка величины и степени равномерности осадки необходима для обеспечения нормальной работы неразрезных мостов и строительных конструкций. Неравномерные осадки земляного полотна приводят к появлению неровностей на поверхности дорог.

Различают следующие виды вертикальных деформаций сооружений, вызываемые разными процессами, протекающими в грунтах оснований: осадки, связанные с уплотнением грунта под сооружением; просадки, вызываемые не только уплотнением, но и коренным изменением структуры грунтов как под действием внешней нагрузки, так и от дополнительных факторов, например замачивания или оттаивания; оседание в результате деформаций земной поверхности, вызванных разработкой полезных ископаемых или изменением гидрологических условий; пучение, возникающее при набухании грунтов основания при увлажнении или образовании в них ледяных прослоек при зимнем влагонакоплении.

Наиболее простой способ оценки величины осадки проектируемых сооружений, вытекающий из идеи приложения к грунтам закономерностей теории линейно деформируемых тел — расчет деформаций упругоизотропного полупространства по формулам теории упругости. Однако, как показывает опыт, этот метод применим лишь в определенном интервале размеров сооружений.

Если прилагать к грунту постоянное удельное давление через жесткие штампы одной формы, но разных размеров, то, как установил проф. Н. А. Цытович, обобщив данные большого числа наблюдений, график зависимости между величиной стороны штампа и осадкой будет иметь вид, показанный на рис. 12.1. При малых штампах (со стороной менее 0,5 м) развивающиеся под ними пластические деформации приводят к большим осадкам, уменьшающимся с ростом стороны штампа.

При размерах сторон штампа до 5...7 м осадки увеличиваются прямо пропорционально стороне штампа, а при больших размерах они не зависят от величины сооружений, оставаясь практически по-

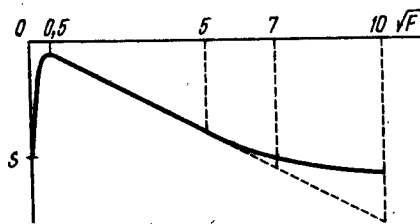


Рис. 12.1. Зависимость осадок штампов s от размеров F при постоянном удельном давлении

стоянными и меньшими, чем следует по расчетам, основанным на формулах для однородного линейно деформируемого полупространства. Это связано с неоднородностью грунтового массива, в частности меньшей сжимаемостью уплотнившихся под действием собственного веса глубинных слоев грунта.

По этой причине применение формул теории линейно деформируемых тел для расчета осадок

возможно только при небольших площадях сооружений (фундаменты мостов и зданий) и однородных по глубине грунтах, а также при близком от поверхности расположении скальных пород. При этом используют соответствующие формулы затухания напряжений по глубине.

При больших площадях оснований сооружений (плотины) или при слоистых напластованиях с разной степенью сжимаемости для вычисления осадок применяют метод послойного суммирования деформаций сжатия слоев в пределах деформируемой толщи грунта (активная зона) исходя из найденного по формулам теории упругости распределения напряжений по глубине.

При расчетах осадок сооружений учитывают заглубление сооружения в грунт. Поскольку в открытых котлованах снимается давление от собственного веса удаленного грунта, расчеты осадок ведут на давление $p = \rho h$, где p — давление от сооружения; ρ — плотность грунта; h — заглубление фундамента.

Вычисление осадки однородных оснований по формулам теории линейно деформируемых тел. Вертикальная деформация элементарного объема линейно деформируемого грунта толщиной dz , расположенного на глубине z от поверхности массива, равна

$$ds = \frac{dz}{E} [\sigma_z - \nu(\sigma_x + \sigma_y)], \quad (12.1)$$

где E — модуль деформации грунта; σ_z , σ_y , σ_x — нормальные напряжения, действующие на рассматриваемый элементарный объем; ν — коэффициент Пуассона грунта.

Отсюда при действии вертикальной сосредоточенной силы на поверхность массива сжатие его части, расположенной ниже некоторого уровня z , может быть найдено из выражения

$$s = \frac{1}{E} \int_0^{\infty} [\sigma_z - \nu^2(\sigma_x + \sigma_y)] dz. \quad (12.2)$$

Подстановка в это выражение значений σ_z , σ_x , σ_y по формуле Буссинеска и интегрирование приводят к зависимости

$$s = \frac{P(1-\nu^2)}{2\pi E} \left(\frac{2}{R} + \frac{1}{1-\nu} \frac{z^2}{R^3} \right), \quad (12.3)$$

где $R = \sqrt{x^2 + y^2 + z^2}$ — расстояние от точки приложения силы P до рассматриваемой точки массива.

Для точек, расположенных на поверхности грунта ($z=0$):

$$s = \frac{P(1-\nu^2)}{\pi ER} = \frac{P}{\pi CR}, \quad (12.4)$$

где $C = E/(1-\nu^2)$.

Выражение (12.4) для осадки поверхности упругоизотропного полупространства при действии сосредоточенной силы справедливо лишь для точек, расположенных в некотором удалении от места приложения силы P , поскольку при $R=0$ согласно формуле (12.4) s обращается в бесконечно большую величину, так как формулы теории упругости для определения осадки неприменимы вблизи места приложения сосредоточенной силы.

Осадку от сооружения, деформации которого следуют за деформациями грунтового основания, может быть найдена суммированием сжатий элементарных слоев в рассматриваемом столбе грунта под действием элементарных сосредоточенных сил, распределенных по поверхности грунта в пределах загруженной площадки (рис. 12.2).

Осадку точки A может быть найдена интегрированием выражения (12.4) для осадок от элементарных нагрузок, приложенных к элементарным площадкам $dF = dx dy$:

$$s = \frac{1}{\pi C} \iint \frac{\rho_0 f(x, y) dx dy}{\sqrt{(x-X)^2 + (y-Y)^2}}, \quad (12.5)$$

где $\rho_0 f(xy) = p$ — давление на элементарную площадку с координатами центра x и y ; X и Y — координаты точки A , осадка которой определяется.

Имеются решения этого уравнения для разных очертаний гибких загруженных площадок при равномерном распределении давления по их подошве.

1. Осадка гибкой круглой площадки радиусом R : в центре

$$s_0 = 2pR/C, \quad (12.6)$$

на окружности

$$s_R = 4pR/\pi C. \quad (12.7)$$

2. Осадка жесткой круглой площадки

$$s_{ж} = P/\pi CR, \quad (12.8)$$

где P — сила, действующая на площадку.

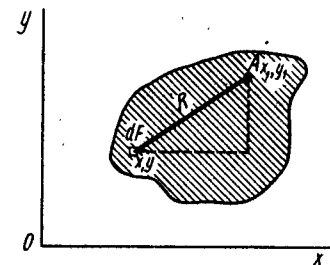


Рис. 12.2. Схема к вычислению осадки нагрузки, приложенной к поверхности полупространства

3. Осадка гибкой прямоугольной площадки:
в центре площадки прямоугольника

$$s_0 = \frac{2p}{\pi C} \left[a \ln \frac{\sqrt{a^2 + b^2} + b}{\sqrt{a^2 + b^2} - b} + b \ln \frac{\sqrt{a^2 + b^2} + a}{\sqrt{a^2 + b^2} - a} \right], \quad (12.9)$$

в вершине угла

$$s_y = 0,5s_0, \quad (12.10)$$

в середине большей стороны $2a$

$$s_a = \frac{2p}{\pi C} \left[a \ln \frac{a}{\sqrt{a^2 + b^2} - 2b} + b \ln \frac{\sqrt{4b^2 + a^2} + a}{\sqrt{4b^2 + a^2} - a} \right]. \quad (12.11)$$

Для вычисления осадки в середине меньшей стороны $2b$ нужно в этой формуле a и b поменять местами. Выражения для осадок могут быть упрощены, если обозначить отношение $a/b = \alpha$ и выразить стороны $2a$ и $2b$ через площадь прямоугольника:

$$F = 4ab = \frac{4a^2}{\alpha}. \quad (12.12)$$

Тогда

$$a = \frac{1}{2} \sqrt{\alpha F} \quad \text{и} \quad b = \frac{1}{2} \sqrt{\frac{F}{\alpha}}.$$

Подставляя полученные значения a и b в уравнения осадок и объединяя постоянные коэффициенты и величины в коэффициент Ω , получим общее выражение для определения величины осадок, где коэффициент Ω зависит от формы загруженной площадки:

$$s = \frac{\Omega p \sqrt{F}}{C} = \frac{\Omega p \sqrt{F}}{E} (1 - \nu^2). \quad (12.13)$$

Выражаемая этим уравнением зависимость между давлением, осадкой и площадью штампа была впервые экспериментально установлена проф. Н. Н. Ивановым в 1925 г. Теоретический вывод этой формулы был дан несколько позднее Ф. Шлейхером. Значения коэффициента для штампов различных очертаний приведены в табл. 12.1.

Таблица 12.1. Значения Ω в центре площадки

Значения Ω при форме площадки						
гибкий прямоугольник с соотношением сторон α					круг	
1	2	3	5	10	гибкий	жесткий
1,12	1,53	1,78	2,10	1,00	1,00	0,79

Поскольку при выводе уравнения (12.9) осадку центра гибкой площадки определяют методом суммирования осадок, возникающих в этой точке от равномерной нагрузки, действующей на площадку, осадка угловых точек площадки равна $1/4$ осадки центра площадки с увеличенными вдвое сторонами, поэтому

$$\Omega_{\text{угл}} = \frac{1}{2} \Omega_{\text{ц.}}$$

Используя аналогичный прием, можно определить осадку любой точки поверхности грунта как сумму или разность осадок в углах выделенных прямоугольных площадок. Точное определение осадки жестких штампов требует сложных расчетов, учитывающих особенности распределения напряжений по их подошве. При инженерных расчетах осадку какой-либо точки вычисляют по тем же формулам, приближенно принимая ее равной средней из величины осадки угла и центра гибких штампов.

Приведенные выше выражения для осадки поверхности грунта исходят из допущения постоянства свойств грунта по глубине. Имеются также решения, предложенные О. Я. Шехтер, М. И. Горбуновым-Посадовым и К. Е. Егоровым, для сжимаемого слоя конечной величины, лежащего на несжимаемом полупространстве. Эти закономерности могут быть использованы для расчета осадок сооружений на сжимаемых основаниях, подстилаемых скалой.

Возможность использования уравнений теории упругости для расчетов осадок в однородных грунтах при малых размерах штампов и при работе грунтов в пределах первой фазы деформации подтверждается опытными данными. В качестве примера на рис. 12.3 приведены результаты испытаний лёссовидного суглинка квадратными штампами разной величины: с площадью 0,5; 1; 4 и 8 м². При средних давлениях на грунт, меньших 0,13 МПа, измеренные осадки хорошо соответствовали вычисленным при значении модуля деформации $E = 26$ МПа.

Вычисление осадки неоднородных оснований методом послойного суммирования. Метод послойного суммирования дает возможность учесть неоднородность грунта по глубине. В этом случае осадку определяют как сжатие столба грунта, мысленно выделенного в основании сооружения. Общую осадку находят суммированием деформаций отдельных слоев, в пределах которых модуль деформации или параметры компрессионной зависимости могут быть приняты постоянными. Расчет ведут на сжимающие напряжения, определяемые по формулам теории упругости для точек, расположенных по оси z . При резко неоднородных по залеганию напласто-

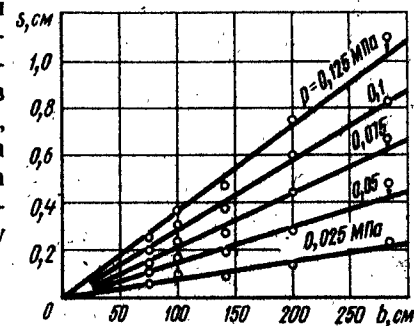


Рис. 12.3. Зависимость осадок квадратных штампов s от размеров их стороны b при различных удельных давлениях (по Д. Е. Польшину)

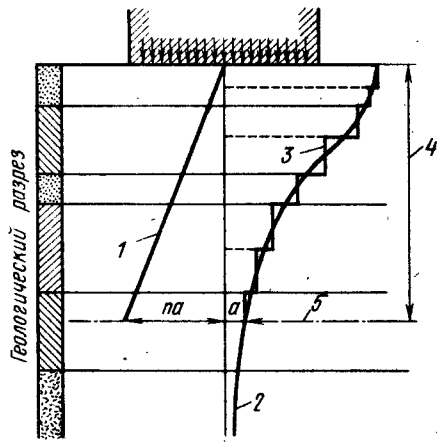


Рис. 12.4. Замена фактической эпюры распределения давления в грунте ступенчатой:

1 — давление от собственного веса грунта; 2 — давление от сооружения; σ_z ; 3 — расчетная эпюра напряжений; 4 — слой грунта, деформируемый сооружением (активная зона); 5 — условная граница сжимаемой толщи грунта

На практике в уравнение (12.11) подставляют обычно значения модуля деформации, определенные пробными нагрузками (см. § 6.3), которые в скрытом виде отражают указанное обстоятельство. Если же используют значения модуля деформации, определенные по результатам компрессионных испытаний образцов с ненарушенной структурой, то должна быть введена поправка для перехода от модуля деформации, определенного в условиях невозможности бокового расширения, к модулю деформации при ограниченной возможности бокового расширения.

При определении осадок сооружений на сильно сжимаемых грунтах, например насыпных грунтах или торфяных основаниях, необходимо учитывать нелинейность деформаций, используя уравнения компрессионной кривой.

При изменении коэффициента пористости грунта от e_1 до e_2 сжатие слоя грунта толщиной H по уравнению (6.10) составляет

$$s = \frac{e_1 - e_2}{1 + e_1} H.$$

Принимая за основу логарифмическое уравнение (6.11) компрессионной кривой

$$e = e_1 - \frac{2,3}{B_1} \lg p,$$

получаем, что общая осадка, определяемая как сумма сжатий отдельных слоев, равна

ваниях распределение напряжений принимают по формулам, учитывающим это обстоятельство. Криволинейную эпюру распределения напряжений по глубине обычно заменяют ступенчатой, ведя расчет в пределах каждого выделяемого слоя на среднюю величину напряжений (рис. 12.4). В общем виде

$$s = \sum_{i=1}^{i=n} \frac{\sigma_z - \nu(\sigma_x + \sigma_y)}{E_i}.$$

Сжимаемый столб грунта имеет ограниченную возможность расширения в стороны, поскольку этому препятствует окружающий грунтовый массив, поэтому строительные нормы и правила СССР предусматривают расчет осадок только на максимальные сжимающие напряжения σ_z при невозможности бокового расширения.

$$s = \sum_{i=1}^{i=n} \frac{2,3 \lg \frac{P_2}{P_1}}{B_i(1 + e_i)} H.$$

Деформацию грунтового массива определяют в пределах некоторого ограниченного по глубине слоя грунта (активной зоны), ниже которого уплотнение под действием собственного веса уже настолько велико, что давление от внешней нагрузки не может заметно его увеличить. Вопрос о мощности активной зоны имеет большое значение. Решение его определяет глубину грунтовой толщи, которая должна быть изучена при полевых исследованиях и расчетах деформаций. Единого мнения о критериях, по которым следует выделять активную зону, еще не выработано, и в литературе содержится большое число разных рекомендаций.

В практике проектирования фундаментов в случае, когда можно не опасаться деформаций вследствие сжатия или выжимания слабых грунтов, находящихся на большой глубине, активную зону ограничивают глубиной, на которой напряжения от внешней нагрузки составляют заданную часть давления от собственного веса грунта, т. е.

$$\sigma_z = k \sum_{i=0}^{i=n} \gamma_i h_i,$$

где σ_z — напряжение от внешней нагрузки на глубине z ; k — коэффициент, величину которого обычно принимают равной 0,2, а при модулях деформации нижних слоев грунта менее 5 МПа — 0,1; h_i и γ_i — толщина и удельный вес грунтовых слоев; n — число слоев в пределах активной зоны. Для гидротехнических сооружений большой ширины ставят условие $\sigma_z = 0,5 p_z$.

Несколько большую определенность вносит ограничение толщины активной зоны такой глубиной, начиная с которой деформации более глубоких слоев меньше заданного значения и при расчетах ими можно пренебречь, не снижая точности результата. Необходимость использования этого способа возникает, когда по условиям залегания грунтов можно ожидать значительных деформаций от сжатия глубоко расположенных слабых слоев (глубокие торфяники, сапропели, илистые водонасыщенные отложения).

Особенности расчета осадок при допущении пластических сдвигов в грунте. Описанные выше методы расчета осадок сооружений исходят из предположения, что деформации не сопровождаются существенным изменением сложения грунта и сводятся преимущественно к его уплотнению, т. е. относятся к первой фазе. Осадки сооружений при других фазах деформаций, сопряженных с развитием пластических деформаций грунтов, пока еще могут быть оценены с значительно меньшей точностью.

Для второй фазы деформации могут быть использованы те же расчетные формулы, что и для первой фазы, но при модулях деформаций, определенных при вдавливании штампов для разных относительных осадок.

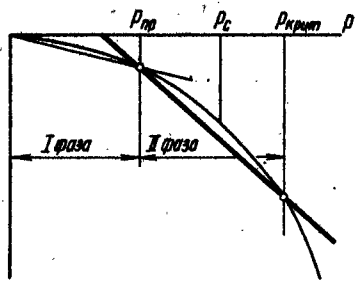


Рис. 12.5. Определение осадок, соответствующих второй фазе деформации

Проф. В. Г. Березанцев предложил приближенно определять осадки, соответствующие второй фазе деформации, как сумму осадок, определяемых по формуле для линейно деформируемого полупространства для фаз линейных деформаций и развивающихся сдвигов (рис. 12.5):

$$s = \frac{\Omega p_{гр} \sqrt{F(1-\nu_0^2)}}{E_0} + \frac{\Omega(p-p_{гр}) \sqrt{F(1-\nu_c^2)}}{E_c} \quad (12.14)$$

где Ω — коэффициент, зависящий от формы сооружения; $p_{гр}$ — давление на грунт, соответствующее пределу пропорциональности; E_0 и E_c — модули деформаций в фазах уплотнения и начала сдвигов, определяемые по соответствующим спрямленным участкам кривой зависимости осадки от действующей нагрузки; ν_0 и ν_c — соответствующие коэффициенты Пуассона; p — давление на подошву сооружения; F — площадь основания сооружения.

Для расчета больших осадок, связанных с образованием призм выпирания по бокам сооружения, могут быть использованы закономерности теории предельного равновесия уравнения (10.4); из этого уравнения может быть определена осадка при погружении сооружения (например, дорожной насыпи в болотистый грунт), при которой устанавливается новое равновесие. Такой метод расчета дает лишь ориентировочное значение осадки.

12.2. Осадки и деформации грунтов при воздействии вибрационных и ударных нагрузок

В практике часто встречаются случаи, когда грунты в основании сооружений кроме постоянной статической нагрузки подвергаются длительному воздействию колебаний или периодически прилагаемых ударных нагрузок. Обычно это бывает связано с работой машин, имеющих неуравновешенные движущиеся массы, или с проездом автомобилей по дорогам с неровным покрытием. Воздействие колебаний на грунт снижает его сопротивление нагрузкам.

При распространении в грунте колебаний происходит нарушение междучастичных связей. Особенно сильно разрушаются связи, обусловленные внутренним трением частиц в грунте и взаимным заклиниванием их и структурных агрегатов. Чем интенсивнее колебание грунта, тем сильнее нарушаются в нем связи. Частицы смещаются относительно друг друга, принимая более устойчивое положение. Наличие внешней нагрузки, увеличивающей сопротивление грунта сдвигу, снижает эффект колебаний. Снижение сопротивления сдвигу начинается после того, как будет преодолено неко-

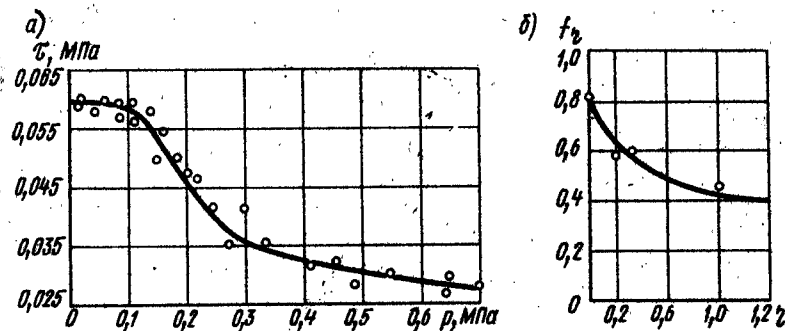


Рис. 12.6. Зависимость параметров сопротивления сдвигу от ускорения колебаний:

а — критическое значение ускорений колебаний, после превышения которого начинается снижение сопротивления сдвигу супесчаного грунта по опытам Н. Н. Ермолова и Н. В. Сенина (влажность — 16,5%, пригрузка — 0,1 МПа; частота колебаний в минуту — 940); б — зависимость коэффициента внутреннего трения песка от ускорения вибрации (по Д. Д. Баркану)

торое критическое отношение ускорения вибрации и силы тяжести (порог вибровязкости) (рис. 12.6).

Силы сцепления уменьшают действие вибрации, поэтому особенно сильно оно влияет на сыпучие несвязные грунты, приводя к снижению их коэффициента внутреннего трения, тем более заметному, чем больше относительное ускорение вибраций (рис. 12.6, б).

При вибрировании внутреннее трение в грунтах может настолько снизиться, что грунт будет вести себя как вязкая жидкость. В этом случае предметы с плотностью, большей, чем у грунта, при вибрировании будут погружаться в грунт, а более легкие — всплывать на его поверхность. Механические свойства грунтов, подвергаемых вибрациям, могут быть охарактеризованы коэффициентом вибровязкости (по проф. Д. Д. Баркану), измеряемым и определяемым по формуле Стокса (см. § 2.3) и скорости погружения тяжелого шарика в вибрируемый грунт. Коэффициент вибровязкости зависит от коэффициента сцепления и поэтому связан с влажностью грунта. На приведенном на рис. 12.7 графике для песчаного грунта видно увеличение коэффициента вибровязкости в интервале капиллярного насы-

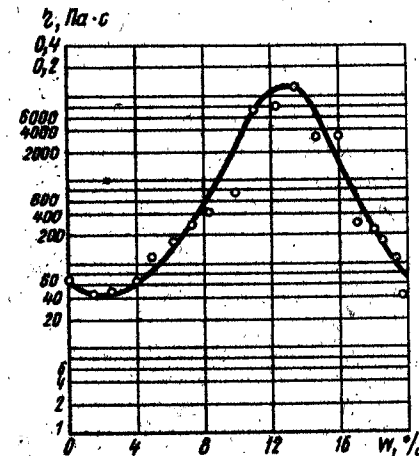


Рис. 12.7. Зависимость коэффициента вибровязкости от влажности для песчаного грунта (по Д. Д. Баркану)

щения влагой и резкое снижение после превышения полной капиллярной влагоемкости.

При действии вибрации на несвязные грунты происходит уплотнение последних. Это свойство используют для уплотнения песчаных грунтов в дорожных насыпях вибрационными машинами. Коэффициент пористости несвязного грунта уплотняемого вибрированием, уменьшается при увеличении ускорения колебаний. При этом направление вибрирования и частота колебаний оказывают сравнительно малое влияние на конечную величину уплотнения. Уплотняющее действие вибрации на грунт может быть охарактеризовано вибрационными компрессионными кривыми, выражающими зависимость между коэффициентом пористости и относительным ускорением колебаний (рис. 12.8). Колебания с ускорениями, меньшими, чем соответствующее по виброкомпрессионной кривой коэффициенту пористости грунта в условиях естественного залегания, не вызывают дополнительного вибрационного уплотнения грунта. Значение ускорения, при котором начинается виброуплотнение, называют порогом уплотнения. Если грунт подвергался колебаниям с некоторым ускорением, то последующие колебания с меньшими ускорениями не приводят к уплотнению.

Проф. Д. Д. Баркан предложил уравнение виброкомпрессионной кривой

$$e_j = e_\infty + (e_0 - e_\infty) \exp[-\beta(\eta + \eta_0)], \quad (12.15)$$

где e_∞ — коэффициент пористости при максимально возможном уплотнении (асимптота виброкомпрессионной кривой при возрастании η); e_0 — коэффициент пористости, соответствующий наиболее рыхлому состоянию грунта; β — коэффициент виброуплотнения ($1/\beta$ — ускорение колебаний, вызывающее уплотнение до коэффициента пористости e_∞); η — относительное ускорение колебаний; η_0 — ускорение колебаний, необходимое, чтобы привести рыхлый грунт с коэффициентом пористости e_0 к естественному начальному состоянию.

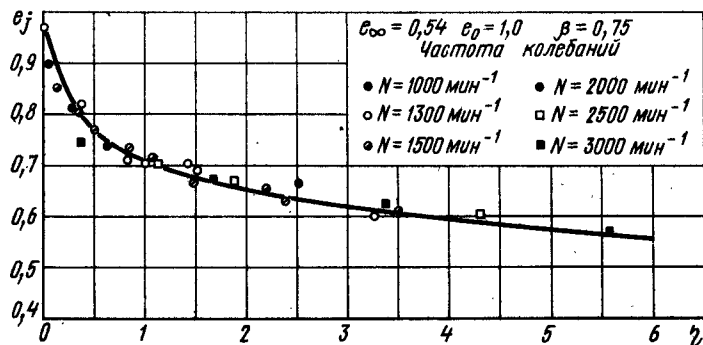


Рис. 12.8. Зависимость между коэффициентом пористости и относительным ускорением колебаний песка (по Д. Д. Баркану)

Протекание виброуплотнения связано с его продолжительностью и подчиняется, по Д. Д. Баркану, зависимости

$$e_t = e_j + (e_0 - e_j) \exp[-\beta t], \quad (12.16)$$

где β — коэффициент, определяющий скорость уплотнения и зависящий от зернового состава и влажности грунта.

При оценке осадок сооружений, фундаменты которых передают на грунт колебания, предполагают, что они состоят из двух частей: виброкомпрессионных осадок (вследствие уплотнения грунта) и вибровязких осадок (вследствие погружения фундамента в грунт, подвергаемый вибрации). Виброкомпрессионные осадки могут быть рассчитаны с помощью виброкомпрессионных кривых методами, аналогичными определению обычных осадок, — по изменению коэффициента пористости. Глубина активной зоны, в пределах которой происходит сжатие грунта, определяется расстоянием от источника колебаний до горизонта, на котором степень уплотнения в природных условиях будет соответствовать ускорению колебаний.

Вибровязкие осадки при значительной мощности напластований продолжают с постоянной скоростью в течение всего периода действия вибрационных нагрузок. Для определения скорости вибровязкой осадки используют формулу Стокса в виде

$$v = \frac{\sqrt{\pi} \rho \sqrt{F}}{8\eta} j, \quad (12.17)$$

где v — скорость осадки; ρ — статическое давление на грунт; F — площадь фундамента; η — коэффициент вибровязкости; j — ускорение вибрации.

При действии колебаний на сильно увлажненные, практически водонасыщенные, связные грунты под краями вибрирующих площадок, через которые передается меняющаяся во времени нагрузка, может происходить разжижение грунта, сопровождающееся его выжиманием и осадками площадок. Это явление связано с токсотропными свойствами грунта и наблюдалось неоднократно под фундаментами машин.

По исследованию проф. Н. М. Герсевича, разжижение грунта в основании фундаментов становится возможным, если

$$p + p_i > qh(2\xi\pi + 1), \quad (12.18)$$

где p — постоянная нагрузка на грунт; p_i — мгновенная нагрузка на грунт; q — плотность грунта с учетом взвешивающего действия грунтовой воды; h — глубина заложения фундамента; ξ — коэффициент бокового давления грунта.

Явление вибровязкости и разжижения грунтов в последнее время находит широкое использование в технике. По предложению проф. Д. Д. Баркана, метод высокочастотного вибрирования применяют для забивки в грунт свай и шпунта. В дорожном машиностроении использование вибрирующих ножей позволяет снизить

сопротивление резанию и заполнению грунтов ковшей землеройных машин.

При действии на грунт ударных нагрузок иногда наблюдаются самопроизвольные осадки сооружений, возведенных на рыхлых песчаных и илистых водонасыщенных отложениях. Это явление связано с тем, что пески в аллювиальных отложениях и напластовании илистых грунтов в дельтах рек часто обладают рыхлым сложением и значительной пористостью, превышающей критическую (см. § 7.3).

Проф. Н. Н. Маслов в предложенной им фильтрационной теории днамической устойчивости водонасыщенного песка связывает разжижение песков с воздействием гидродинамического напора. При рыхлом сложении скелета водонасыщенного песка ударное или вибрационное воздействие в каком-либо одном месте создает распространяющееся на значительное расстояние гидродинамическое давление воды или передающиеся через нее колебания, вызывающие взаимные смещения частиц песка. Мелкие частицы несвязных грунтов, выведенные из условий равновесия, прежде чем занять более устойчивое положение, оказываются взвешенными в воде, так как объем воды, заполняющей поры при рыхлом сложении грунта, оказывается избыточным для более плотного сложения.

Давление зависит от величины напора $p_h = \gamma_b H_z$ (γ_b — удельный вес; H_z — избыточный напор).

Потеря взаимных контактов между частицами превращает достаточно плотные песчаные грунты с относительно высоким сопротивлением нагрузкам во взвесь песка в воде, обладающую свойствами вязкой жидкости. Условия разжижения зависят от интенсивности внешних динамических воздействий и от сжимающих напряжений, действующих в грунте.

При приложении к водонасыщенному грунту нагрузки вытесняемая из-под нее вода устремляется вверх к свободной поверхности грунта, оказывая на грунтовые частицы взвешивающее гидродинамическое давление. Сопротивление песка сдвигу в результате этого становится равным

$$\tau_{\text{дин}} = (p - \gamma_b H_z) \operatorname{tg} \varphi + c, \quad (12.19)$$

где p — вертикальное нормальное давление. Для незатруженных участков $p = qz$, для участков под приложенной нагрузкой $p = \sigma_z$; q'_z — плотность песка с учетом взвешивающего действия воды; z — глубина от поверхности грунта; H_z — напор в грунтовой воде; γ_b — удельный вес воды; σ_z — нормальные вертикальные напряжения в песке от сооружения с учетом взвешивающего на него воздействия воды. Поскольку песок разрыхляется напором, незначительное по величине сцепление можно не учитывать.

При превышении напором p_h удерживающего сопротивления сдвигу $\tau_{\text{дин}}$ грунт теряет устойчивость и разжижается. Зная значения гидродинамических напоров и поле напряжений, создаваемое

в грунте внешней нагрузкой и собственным весом, можно определить в каждом конкретном случае приложения нагрузок зоны разжижения грунта.

12.3. Осадки сооружений на просадочных и мерзлых оттаивающих грунтах

Проф. Н. А. Цытович предложил называть грунты, обладающие значительной пористостью, прочность которых обеспечивается цементационными связями частиц и структурных агрегатов, структурно-неустойчивыми. В обычном для условий их залегания состоянии поведение структурно-неустойчивых грунтов при действии нагрузок не отличается от других грунтов. Нарушение структурных связей, обусловленное воздействием на грунт каких-либо других факторов, вызывает дополнительные деформации без увеличения нагрузки, называемые просадками.

К числу структурно-неустойчивых («просадочных») грунтов относятся: а) лёссовые грунты, сцементированные водорастворимыми солями (просадки вызываются растворением солей при насыщении лёссовых грунтов водой); б) мерзлые грунты с большим содержанием льда, дающие осадку при оттаивании; в) рыхлые пески, на которых происходят просадки сооружений во время вибрирования, а в водонасыщенном состоянии — при возникновении гидродинамических напоров.

Сжимаемость структурно-неустойчивых грунтов характеризуют двумя компрессионными кривыми: а) при ненарушенной структуре грунта с сохраняющимися цементационными связями; б) с ненарушенной искусственно структурой, но при исчезновении связей (растворение солей, оттаивание мерзлого грунта). Протекание сжатия грунта под воздействием нагрузки до нарушения структуры описывается первой кривой, а с момента нарушения — второй кривой. Процесс нарушения структуры может протекать как очень быстро (просадки лёссов и водонасыщенных песков), так и затягиваться на длительное время (оттаивание мерзлых грунтов).

Отношение деформации от замачивания к толщине слоя грунта, называемое относительной просадочностью, зависит от давления на грунт и выражается прямолинейной зависимостью

$$\Delta_{\text{пр}} = A_0 + m p, \quad (12.20)$$

A_0 и m — параметры просадочности, определяемые экспериментально по испытаниям образцов с ненарушенной структурой при разных нагрузках. Зависимость справедлива при нагрузках до 0,20...0,25 МПа для лёссовых грунтов и 0,25...0,4 МПа для мерзлых и вечномёрзлых грунтов.

Во всех случаях конечную осадку сооружения рассматривают как сумму двух осадок: основной — от сжатия основных пор и до-

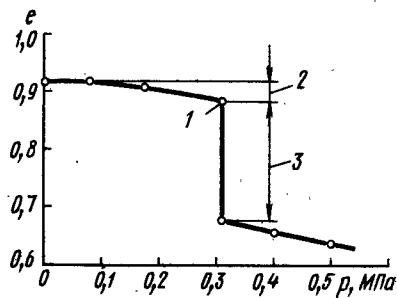


Рис. 12.9. Компрессионная кривая макропористого грунта (по опытам Ю. М. Абелева):

1 — начало замачивания; 2 — уменьшение коэффициента пористости от внешней нагрузки; 3 — дополнительное уменьшение коэффициента пористости при замачивании

ствию факторов, нарушающих структуру (глубина интенсивного промачивания или глубина протаивания). При проникании влаги в просадочные грунты из источников, расположенных сбоку от сооружения, учитывают только ту часть просадочной толщи, которая увлажняется, считая, что вода просачивается в грунт под углом к вертикали, равным 35° для лёссов и лёссовидных супесей и 50° — для лёссовидных суглинков.

При оценке устойчивости сооружений на просадочных грунтах следует учитывать, что при замачивании лёссовых грунтов их сопротивление сдвигу уменьшается в несколько раз.

При рассмотрении осадок мерзлых грунтов при оттаивании необходимо учитывать и скорость их протекания во времени, которая зависит от соответствия интенсивности оттаивания грунта и отжатия из грунта воды, выделяющейся при таянии льда. От нее может зависеть неравномерность осадок сооружений, опасная для их нормального функционирования. На рис. 12.10 показаны компрессионные кривые мерзлых песка и глины при оттаивании, начатом при нагрузке $p = 0,1 \text{ Па/м}^2$. Коэффициент пористости грунта в мерзлом состоянии при отсутствии нагрузки был больше, чем талого, из-за пучения грунта с ненарушенной структурой при замерзании содержащейся в нем воды.

полнительной, вызванной влиянием факторов, нарушающих структуру грунта (рис. 12.9):

$$s = s_{\text{осн}} + s_{\text{доп}} = \left[\frac{e_1 - e_2}{1 + e_1} + \frac{e_2 - e_1}{1 + e_1} \right] H, \quad (12.21)$$

где e_1 и e_2 — коэффициенты пористости грунта в условиях естественного залегания и после приложения внешней нагрузки; e_3 — коэффициент пористости после дополнительной деформации под действием причины, вызывающей нарушение структуры грунтов.

Дополнительную осадку вычисляют послойно для всей толщи грунта, подвергающейся воздей-

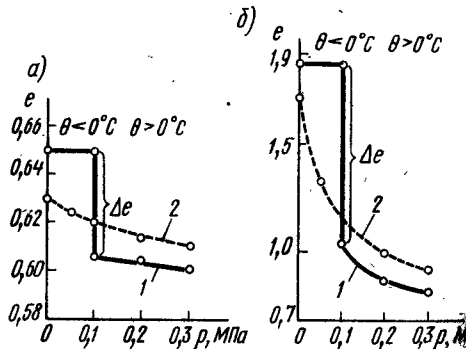


Рис. 12.10. Компрессионные кривые для льдонасыщенного песка (93% частиц 1...0,25 мм) (а) и глины (50% частиц < 0,005) (б):

1 — мерзлых при оттаивании; 2 — немерзлых при положительной температуре (по опытам проф. Н. А. Цытовича)

Промерзший грунт в результате процессов зимней миграции влаги и кристаллизации содержащейся в нем воды приобретает своеобразную текстуру, образование которой сопровождается возникновением многочисленных тонких прослоек льда. Общему увеличению объема сопутствует уплотнение грунтовых агрегатов, в результате чего оттаявший грунт имеет при равных нагрузках меньшую пористость, чем до замерзания.

Скорость протекания осадки оттаивающих мерзлых грунтов определяется соотношением интенсивности протекания двух процессов: 1) оттаивания грунта под влиянием притока теплоты из верхних слоев; 2) выжимания воды из грунта (см. § 12.5). При быстром оттаивании весьма водонасыщенных грунтов возможны просадки сооружений, при медленном оттаивании вода может успеть отжаться, и устойчивость сооружения не нарушится. Детальное математическое исследование этого процесса выполнено проф. Н. А. Цытовичем и его учениками*.

Так как мерзлые неоттаявшие слои можно рассматривать как жесткие, то при расчетах осадок сооружений на оттаивающих грунтах нужно использовать формулы для расчета напряжений в слоистых системах.

Н. А. Цытович отмечает, что изменения коэффициента пористости льдосодержащих мерзлых грунтов как у образцов, так и в условиях естественного залегания при оттаивании находятся в линейной зависимости от действующей нагрузки в интервале нагрузок до 0,3 МПа (рис. 12.11). Поэтому коэффициент пористости, соответствующий нагрузке p :

$$e_p = e_0 - A - ap,$$

где A — изменение коэффициента пористости за счет уменьшения объема льда при превращении его в воду и от частичного выжимания воды от собственного веса грунта; e_0 — коэффициент пористости мерзлого грунта; a — коэффициент уплотнения. Учитывая эту закономерность, сжатие слоя оттаявшего мерзлого льдонасыщенного грунта можно определять по формуле

$$s = s_1 + s_2 = \frac{e_0 - A}{1 + e_0} H + \frac{ap}{1 + e_0} H. \quad (12.22)$$

12.4. Скорость протекания осадки сооружений

Деформация грунтов в основаниях сооружений происходит медленно. При уплотнении грунта нагрузка должна преодолеть со-

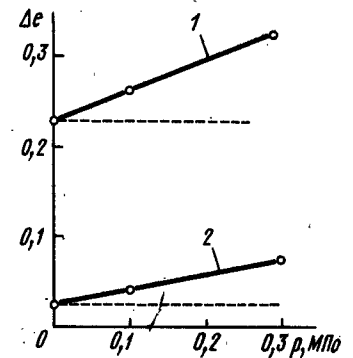


Рис. 12.11. Зависимость изменения коэффициента пористости мерзлых грунтов при оттаивании от внешнего давления:

1 — песок; 2 — глина

* Цытович Н. А. Механика мерзлых грунтов, М., 1973.

противление воды, вытесняемой из пор грунта, а также сопротивление, связанные с деформированием грунтового скелета и связанной воды. Скорость деформации водонасыщенных грунтов (консолидации) определяется соотношением между скоростью сжатия скелета грунта в связи с разрушением существующих в нем структурных связей (ползучестью грунта) и скоростью выжимания воды. Обычно в начале процесса сжатия скорость осадки определяется преимущественно выжиманием воды. В конечной стадии процесса решающее значение приобретает скорость деформации скелета, в связи с чем процесс сжатия иногда условно делят на два этапа — первоначальной (фильтрационной) и вторичной консолидации.

Приближенное решение простейшего случая изменения во времени напряженного состояния слоя водонасыщенного двухфазного грунта («грунтовой массы»), нагруженного бесконечной равномерно распределенной нагрузкой (одномерная задача консолидации), было впервые предложено в 1925 г. К. Терцаги. Математическое строгое решение этой задачи было дано в 1933 г. проф. Н. М. Герсевановым. Теория Терцаги — Герсеванова, излагаемая ниже, исходит из ряда упрощений истинной картины протекания процесса деформации водонасыщенного грунта, принимая следующие допущения: 1) уплотнение грунта происходит только за счет выжимания из него воды; 2) сжатие грунтового скелета и перемещение воды происходят строго в вертикальном направлении в результате приложения нагрузки к весьма большой площади; 3) деформация грунтового скелета протекает мгновенно; 4) изменение коэффициента пористости при возрастании нагрузки, передающейся на скелет, происходит по прямолинейной зависимости (спрямление кривой компрессии); 5) характеристики ряда свойств грунта (коэффициент фильтрации, коэффициент уплотнения) не зависят от действующего давления и не меняются в течение всего процесса уплотнения, т. е. при расчетах принимают их средние значения в интервале действующих нагрузок; 6) грунт полностью насыщен водой (защемленный воздух в нем отсутствует); 7) вода и грунтовые частицы абсолютно несжимаемы, выжимания связанной воды из точек контакта между грунтовыми частицами не происходит.

Теория деформации водонасыщенных грунтов, имеющая большое практическое значение для расчетов сооружений на водонасыщенных основаниях, была значительно развита в дальнейшем Н. М. Герсевановым, Д. Е. Польшиным, В. А. Флориным, С. А. Роза, Н. А. Цытовичем, Ю. А. Зарецким, М. В. Малышевым и рядом зарубежных исследователей применительно к случаям плоской и пространственной задач с учетом деформации грунтов, содержащих защемленный газ, ползучести грунтового скелета, изменения в процессе сжатия коэффициента фильтрации, объемной сжимаемости грунта и воды и др.

Процесс уплотнения водонасыщенного грунта без учета влияния сопротивления скелета деформированию может быть пояснен с помощью модели, показанной на рис. 12.12. В сосуде, заполненном водой, имеется ряд плотно входящих поршней, между которыми

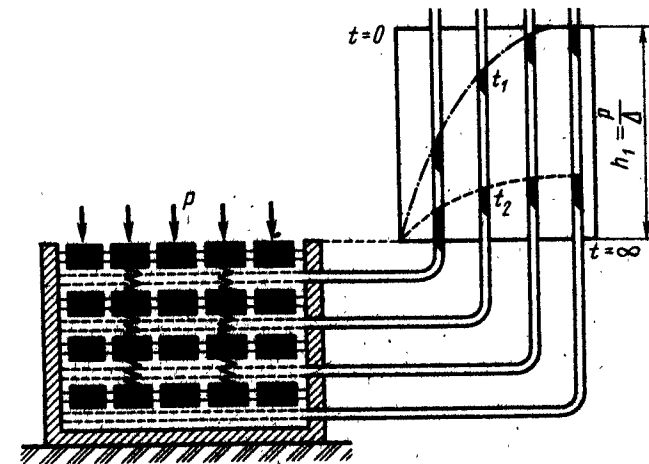


Рис. 12.12. Модель сжатия водонасыщенного грунта Терцаги—Герсеванова

расположены пружины. Пружины могут быть сжаты нагрузкой, приложенной к верхнему поршню, только после того, как через отверстие в поршнях будет вытеснен объем воды, соответствующий деформации пружин. Поэтому в первый момент вся приложенная нагрузка передается на воду. Так как отверстия малы и вода выжимается из сосуда медленно, то в ней создается гидростатическое давление и приложенная нагрузка распределяется между водой и пружинами. При этом под нижними поршнями, выжимание из-под которых воды задерживается, передача давления на пружины происходит более медленно, чем под верхними.

В каждый момент времени в каждом горизонтальном сечении сосуда внешнему давлению p сопротивляются сжимаемая пружина, моделирующая скелет грунта p_i , и вода, в которой создано давление w_i :

$$p = p_i + w_i. \quad (12.23)$$

С течением времени напор в воде постепенно падает, а сопротивление сжатой пружины возрастает, пока, наконец, не устанавливается равновесие:

$$p = p_i. \quad (12.24)$$

Этот процесс можно наблюдать на пьезометрах, показанных в правой части рис. 12.12.

Аналогичное явление происходит и при нагружении водонасыщенного грунта, не обладающего структурной связностью. В этом случае, сразу же после приложения нагрузки, в воде, заполняющей поры грунта, возникает напор и начинается выжимание ее в направлении зон с меньшим давлением. При этом траектории движе-

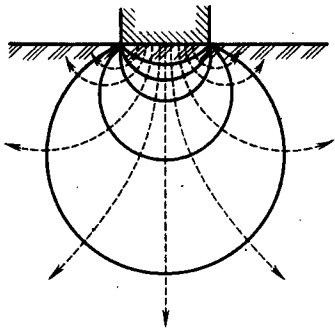


Рис. 12.13. Траектории движения воды, выжимаемой из грунта под действием веса сооружения

ния выжимаемой воды перпендикулярны изолиниям главных нормальных напряжений (рис. 12.13).

Линии, характеризующие давление в грунтовой воде (поровое давление) на разных уровнях от поверхности сжимаемого слоя в некоторый момент времени после приложения нагрузки, называют изохронами. Разница между изохроной в момент приложения нагрузки (нулевая изохрона) и изохроной в какой-то последующий момент времени t выражает давление, передающееся на грунтовый скелет. В связи с непрерывностью передачи давления от грунтовой воды на скелет расположение изохрон постепенно изменяется, и каждая из них характеризуется временем, прошедшим с момента приложения нагрузки. На рис. 12.14 показаны изохроны для разных этапов уплотнения слоя грунта равномерно распределенной нагрузкой. Выжимание воды происходит снизу вверх. Давление, передающееся на грунтовый скелет, называют эффективным давлением, давление в поровой воде — нейтральным давлением.

Рассмотрим наиболее простой случай сжатия слоя водонасыщенного грунта толщиной h , нагруженного бесконечно распространенной равномерной нагрузкой. Пусть слой лежит на водонепроницаемом грунте, а выше него имеется пористая прослойка, через которую происходит удаление воды, выжимаемой в строго вертикальном направлении. Проанализируем изменение эффективного давления в слое (рис. 12.15).

Пусть в момент приложения нагрузки p избыточное давление в воде по глубине слоя сверх гидростатического будет равно $w_z, t=0$. Оно соответствует конечному распределению напряжений в грунте после окончания процесса консолидации. Так как сжатие грунта определяется выжиманием воды, то замедление процесса деформации, вызываемое вязкостью грунтового скелета, не учитывается.

Спустя время t после приложения нагрузки часть давления передается на грунтовый скелет, и давление в грунтовой воде выразится кривой

$$w_{zt} = \varphi(z, t).$$

Приращение давления на грунтовый скелет в элементарном слое толщиной dz , расположенном на глубине z , равно падению давления в воде за время t , составляет

$$\Delta p_{zt} = f(z) - \varphi(z, t). \quad (12.25)$$

Относительная деформация слоя dz согласно уравнению (6.11)

$$dz = \frac{\Delta e}{1+e_1} dz, \quad (12.26)$$

где e_1 — начальный коэффициент пористости грунта; $\Delta e = e_1 - e_2$ — изменение коэффициента пористости.

Согласно уравнению спрямленной компрессионной кривой (6.13) $e + ap = A$ для малых деформаций абсолютная величина изменения коэффициента пористости при изменении эффективного давления на величину Δp

$$\Delta e = a \Delta p$$

и, следовательно, сжатие элементарного слоя

$$dz = \frac{a \Delta p_{zt}}{1+e_1} dz = \frac{a'}{1+e_1} [f(z) - \varphi(z, t)] dz. \quad (12.27)$$

Общая деформация всего слоя через время t после загрузки

$$s = \frac{a}{1+e_1} \int_0^h [f(z) - \varphi(z, t)] dz = \frac{a}{1+e_1} \int_0^h p_{zt} dz. \quad (12.28)$$

По предложению проф. В. А. Флорина, вместо начального коэффициента пористости e_1 при расчетах используют среднее значение коэффициента пористости e_{cp} в интервале давлений от бытового p_0 до $p_0 + p_{внеш}$. Если давление в грунтовом скелете после выравнивания напряжений и передачи на него всей нагрузки обозначить $p_{z, t=\infty}$ сжимаемого слоя толщиной h

$$s_{\infty} = \frac{a}{1+e_1} \int_0^h p_{z, t=\infty} dz. \quad (12.29)$$

Поделив выражения (12.29) и (12.30) почленно, получим

$$s = s_{\infty} \frac{\int_0^h p_{zt} dz}{\int_0^h p_{z, t=\infty} dz} = s_{\infty} \frac{I_t}{I_{\infty}} = K s_{\infty}. \quad (12.30)$$

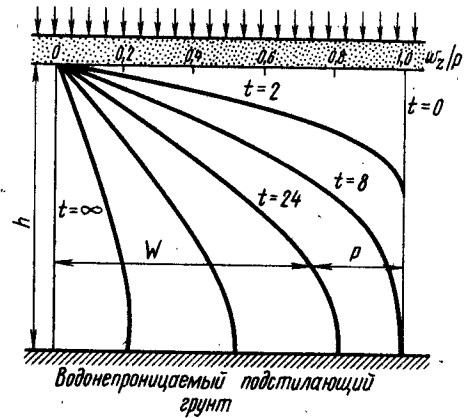


Рис. 12.14. Изохроны при сжатии слоя водонасыщенного грунта

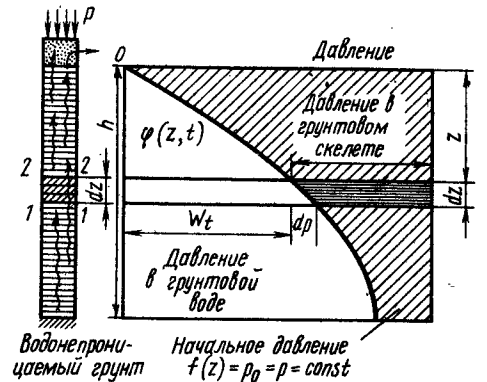


Рис. 12.15. Распределение гидростатического давления в слое водонасыщенного грунта

Верхний интеграл I_t выражает площадь эпюры распределения давления на грунтовый скелет по глубине сжимаемого слоя в момент времени t , а нижний I_∞ — после полного окончания процесса осадки, когда все давление будет восприниматься грунтовым скелетом.

В этом выражении через K обозначен коэффициент степени консолидации, показывающий, какая часть полной осадки сжимаемого слоя происходит к моменту t .

Для определения величины K необходимо найти зависимость, связывающую процесс изменения влажности и пористости водонасыщенного грунта. Для этого рассмотрим наиболее простой случай сжатия, расположенного между двумя параллельными плоскостями слоя толщиной dz . Этот слой пропускает через себя всю воду, выжимаемую из уплотняемого нижележащего грунта, и выделяет дополнительную влагу за счет собственного сжатия. Поэтому в каждый момент времени через верхнюю границу слоя проходит больше воды, чем через нижнюю, и, следовательно, скорость фильтрации воды через верхнюю границу выделенного слоя превышает скорость фильтрации через нижнюю.

Анализ этого процесса приводит к выражению

$$\frac{\partial w}{\partial t} = c_v \frac{\partial^2 p}{\partial z^2}, \quad (12.31)$$

где c_v — постоянный множитель, называемый коэффициентом консолидации грунта, $c_v = k_\phi (1 + e_1) / (a \gamma_s)$; k_ϕ — коэффициент фильтрации; e_1 — коэффициент пористости грунта до приложения нагрузки; a — коэффициент уплотнения при характеристике сжимаемости грунта, спрямленной компрессионной кривой (4.13); p и w — давления, передающиеся соответственно на грунтовый скелет и воду.

Полученное уравнение принадлежит к однородным линейным дифференциальным уравнениям с постоянными коэффициентами.

Аналогичный вид имеют, в частности, уравнения неустановившегося распространения теплоты в стержне и ламинарного течения вязкой жидкости. Их решение находят путем применения рядов Фурье.

В рассматриваемом случае, когда начальное давление постоянно по толщине слоя: $f(z) = p_{\text{вн}} = \text{const}$, решение уравнения (12.32) дает бесконечный ряд:

$$w_t = \sum_{m=0}^{m=\infty} \left\{ \left[\frac{4p}{\pi(2m+1)} \right] \sin \left[\frac{\pi(2m+1)z}{2h} \right] \exp \left[-\frac{\pi^2}{4} (2m+1)^2 T \right] \right\}, \quad (12.32)$$

где m — последовательные целые числа от нуля до бесконечности; h — толщина сжимаемого слоя; $T = c_v t / h^2$ — отвлеченная величина, называемая фактором времени.

Давление, передающееся в момент времени t на грунтовый скелет:

$$p_{z,t} = p - w_t = p - \sum_{m=0}^{m=\infty} \left\{ \frac{4p}{\pi(2m+1)} \sin \left[\frac{\pi(2m+1)z}{2h} \right] \exp \left[-(2m+1)^2 \zeta \cdot t \right] \right\}, \quad (12.33)$$

$$\text{где } \zeta = \frac{\pi^2 c_v}{4h^2} = \frac{\pi^2 k(1+e_1)}{4h^2 a \gamma_s}.$$

Для определения осадки, протекшей за время t , подставляем выражение (12.33) в уравнение (12.28). После интегрирования, учитывая, что при $t=0$ давление в скелете $p=0$, а при $t=\infty$ $p_\infty = p$:

$$I_t = \int_0^h p_{z,t} dz = pz \left[1 - \frac{8}{\pi^2} \sum_{m=0}^{m=\infty} \frac{e^{\exp[-(2m+1)\zeta t]}}{(2m+1)^2} \right],$$

где e — основание натуральных логарифмов.

Выражение в скобках может быть разложено в быстро сходящийся ряд, после чего уравнение принимает вид

$$I_t = pz \left[1 - \frac{8}{\pi^2} \left(e^{-\zeta t} + \frac{1}{9} e^{-9\zeta t} + \frac{1}{25} e^{-25\zeta t} + \dots \right) \right]. \quad (12.35)$$

Установлено, что с точностью, достаточной для практических целей, можно при вычислении скорости сжатия ограничиться первым членом ряда. Тогда согласно уравнению (12.35) коэффициент степени консолидации в момент времени t от приложения нагрузки будет равен

$$K = \frac{I_t}{I_0} = 1 - \frac{8}{\pi^2} e^{-\zeta t}, \quad (12.36)$$

а величина осадки сжимаемого слоя

$$S_t = \frac{ap h}{1 + e_1} K. \quad (12.37)$$

Если выразить коэффициент фильтрации k_ϕ в см/с, а время t — в годах, то

$$\zeta = \frac{k_\phi (1 + e_1) 0,75 \cdot 10^{-8}}{a \gamma h^2}. \quad (12.38)$$

Кроме рассмотренного случая постоянной величины давления по всей толщине сжимаемого слоя для практики имеют также значение следующие эпюры распределения давления: треугольная с основанием у водонепроницаемого слоя, характерная для уплотнения водонасыщенного грунта под действием собственного веса; трапециевидная, уширяющаяся книзу (при наличии нагрузки на слой грунта, уплотняющегося под собственным весом); треугольная с основанием у водопроницаемого слоя, схематически осредняющая затухающее по глубине распределение нагрузки от фундамента.

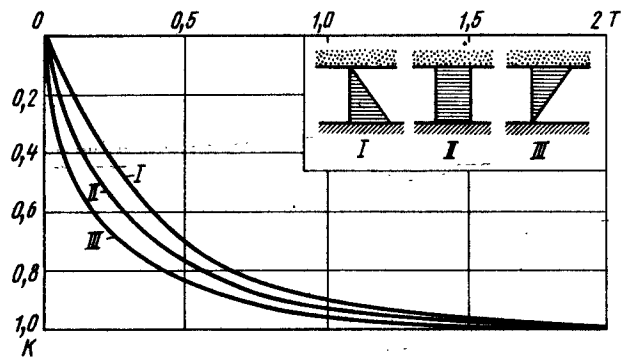


Рис. 12.16. Скорость сжатия водонасыщенного слоя при разных эпюрах распределения давления в грунте I—III

График значения коэффициентов консолидации K для разных эпюр распределения давления по глубине уплотняемого слоя, выраженных в долях фактора времени, показан на рис. 12.16.

Как показало сравнение вычисленных осадок с наблюдаемыми, применение теории Терцаги — Герсеванова вполне оправдано для грунтов текучепластической консистенции, имеющих слабые структурные связи (неуплотненные суглинки, супеси, весьма мелкие илы и слабые глины, расположенные ниже уровня грунтовых вод). С весьма малой погрешностью выводы теории применимы и для глинистых грунтов в мягкопластичном состоянии, где приходится, однако, учитывать эффект начального градиента напора.

Для тугопластичных глин полутвердой и твердой консистенции предпосылки теории фильтрационной консолидации о мгновенной передаче давления на воду не соответствуют действительности, так как выжимание свободной поровой воды становится возможным только после преодоления внутренних связей грунтового скелета. Скорость его определяется протеканием деформаций ползучести скелета.

Однако даже для грунтов, в которых преобладает фильтрационный процесс уплотнения, опытная кривая, хорошо совпадая в средней части с результатами расчетов по уравнению (12.32), в первый период после приложения нагрузки и в конечный период уплотнения все-таки отличается от теоретической. Осадки непосредственно после приложения нагрузки обычно превышают расчетные в связи со сжатием и растворением в воде пузырьков заземленного воздуха и объемным сжатием скелета. В конце процесса уплотнения осадка замедляется по сравнению с расчетной. Это объясняется тем, что теория фильтрационной консолидации исходит только из выжимания воды и не учитывает уменьшения коэффициента фильтрации, происходящего при уплотнении грунта, и замедленности процесса деформации грунтового скелета. Между тем на последних этапах деформации роль взаимных смещений грунтовых

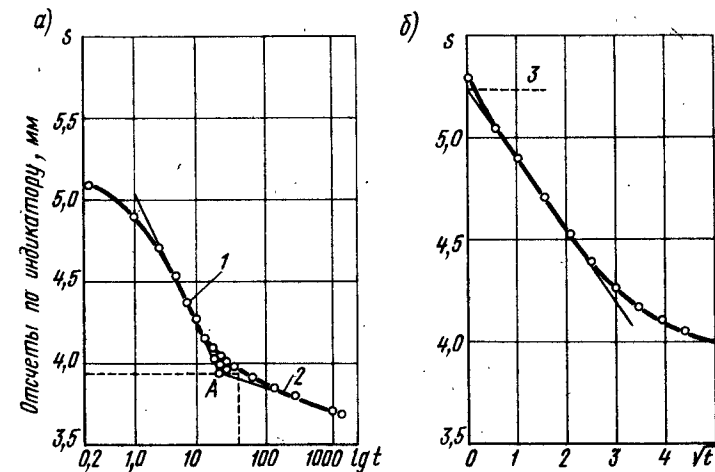


Рис. 12.17. Установление в экспериментальных кривых консолидации периода фильтрационной осадки:

a — начало периода вторичной консолидации («вековая осадка», точка A соответствует 100% фильтрационной консолидации); b — начало фильтрационной консолидации; 1 — фильтрационная консолидация; 2 — вторичная консолидация (t — в мин); 3 — начало фильтрационной консолидации

частиц становится малой. Основными становятся процессы сближения грунтовых частиц вследствие оболочек рыхлосвязанной воды (вторичная консолидация, или «вековая осадка»). Эмпирическую формулу, описывающую процесс осадки вследствие вторичной консолидации, предложил впервые проф. Г. И. Покровский:

$$s_{\text{втор}} = \alpha \ln(t + 1), \quad (12.39)$$

где α — коэффициент, пропорциональный нагрузке p ; t — продолжительность действия нагрузки.

По предложению Артура Казагранде, для выявления момента начала преобладания вторичной консолидации кривую консолидации строят в полулогарифмическом масштабе, откладывая по оси абсцисс логарифмы времени t , мин. Точку перелома на графике условно принимают за 100% фильтрационного сжатия (рис. 12.17).

Начало фильтрационной консолидации, по Д. Тейлору, может быть установлено аналогичным построением опытной кривой на графике, в котором по оси абсцисс откладывается квадратный корень из времени (рис. 12.17, б).

У весьма мелкозернистых плотных

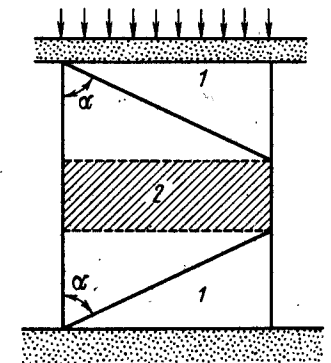


Рис. 12.18. Определение мощности пассивной зоны, из которой не происходит выжимание воды:

1 — сжимаемый слой; 2 — пассивная зона

глинистых грунтов при малой величине пор между грунтовыми частицами, размеры которых вполне соизмеримы с толщинами пленок связанной воды, фильтрация воды оказывается возможной лишь при давлениях, превышающих некоторый начальный градиент напора воды (см. § 4.7). В результате этого при приложении нагрузки к слою водонасыщенного глинистого грунта во всех его частях, где гидродинамическое давление в грунтовой воде будет меньше ее сопротивления перемещению в порах грунта, выжимания воды, а следовательно, и уплотнения грунта происходить не будет. Эту зону называют пассивной зоной. Мощность пассивной зоны в некоторый момент времени определяется, по С. А. Роза, уровнем сжимаемого слоя, где касательная к изохроне наклонена под углом, тангенс которого равен начальному градиенту (рис. 12.18).

12.5. Некоторые практические приложения теории сжатия водонасыщенных грунтов

Теория Терцаги — Герсеванова о сжатии водонасыщенных грунтов в условиях одномерной задачи находит применение при решении многих практических вопросов.

Прогноз скорости уплотнения водонасыщенных слоев. Скорость уплотнения под нагрузкой водонасыщенных слоев разной толщины может быть оценена на основе лабораторных испытаний образцов грунта с ненарушенной структурой.

Анализ уравнений (12.36) и (12.37) показывает, что влияние толщины слоя и продолжительности действия нагрузки может быть выражено произведением

$$st = \frac{\pi^2 k_0 (1 + e_{cp})}{4a\Delta h^2} t. \quad (12.40)$$

Нарастание деформации во времени зависит от коэффициента фильтрации грунта и квадрата толщины слоя, через который должна просачиваться выжимаемая вода, т. е. от пути фильтрации.

Для двух слоев грунта разной толщины h_1 и h_2 одинаковая величина относительного сжатия слоя s/h имеет место при равенстве коэффициентов консолидации K_1 и K_2 , для чего необходимо, чтобы были равны произведения $\zeta_1 t_1$ и $\zeta_2 t_2$.

Приравнивая эти произведения и подставляя значения ζ_1 и ζ_2 , получим

$$t_1/t_2 = h_1^2/h_2^2, \quad (12.41)$$

где t_1 — время, необходимое для достижения слоем толщиной h_1 определенной степени уплотнения; t_2 — соответствующее время равного уплотнения слоя, имеющего толщину h_2 .

Отсюда вытекает одно из основных следствий теории консолидации: время, необходимое для одинакового уплотнения двух слоев одного и того же грунта, имеющих разную толщину, пропорционально квадрату отношения их толщин. На этом выводе основано использование результатов испытаний грунтов на консолидацию для расчетов скорости осадок сооружений. Его точность удовлетворяет потребностям практических расчетов скоростей осадок сооружений и насыпей на болотах.

Однако следует отметить, что по причинам, указанным в § 12.2, при испытаниях многих грунтов показатель степени при h_1/h_2 обычно получается меньше 2 и более общей является следующая зависимость:

$$t_1/t_2 = (h_1/h_2)^n. \quad (12.42)$$

Для грунтов с нарушенной структурой и для глинистых грунтов с мягкопластичной и более текучей консистенцией показатель n оказывается близким к 2; для ленточных глин $n=0,6$; для слабо водонасыщенных грунтов n близок к 0; для глинистых структурных грунтов показатель обычно находится в пределах $0 < n < 2$. Поэтому для точных расчетов его следует определять экспериментально путем испытания образцов различной высоты. Для приближенных расчетов проф. Н. Н. Маслов рекомендует пользоваться значением $n=1,5$.

Прогнозы скорости осадок сооружений. В механике грунтов еще не разработаны достаточно простые методы численной оценки скорости деформации грунтов при нагрузке, распределенной в плане по ограниченной площади. Единственным доступным для практических целей методом расчетов осадок сооружений, обеспечивающим должную точность, является разработанный проф. Н. А. Цытовичем метод эквивалентного слоя. Метод приводит сложную задачу пространственной консолидации к одномерной. В этом методе пространственная задача расчета скорости осадки сооружения заменяется определением скорости сжатия такого эквивалентного слоя водонасыщенного грунта, величина конечной деформации которого равна деформации грунтового массива, сжимаемого сооружением.

Согласно уравнению (12.13) осадка сооружения в условиях пространственной задачи

$$s = \frac{\Omega p \sqrt{F}}{E} (1 - \nu^2),$$

где Ω — коэффициент, зависящий от формы в плане (отношения сторон) основания сооружения; ν — коэффициент Пуассона. Вместе с тем из условия сжатия слоя грунта под фундаментом сооружения при постоянном по глубине давлению p и невозможности бокового расширения (см. § 6.3)

$$s = \frac{h_s}{E} [\sigma_z - \nu(\sigma_x + \sigma_y)] = \frac{h_s}{E} [p - 2\nu\xi p] = \frac{h_s p (1 - 2\nu\xi)}{E},$$

h_s — искомая толщина эквивалентного слоя; ξ — коэффициент бокового давления.

Учитывая уравнение (6.7)

$$s = \frac{h_s \rho}{E} \left(1 - \frac{2\nu^2}{1-\nu}\right). \quad (12.43)$$

Приравнявая выражения для s , можно получить формулу для толщины эквивалентного слоя

$$h_s = \frac{\Omega \sqrt{F(1-\nu^2)(1-\nu)}}{1-\nu-2\nu^2} = \frac{\Omega \sqrt{F(1-\nu^2)}}{1-2\nu}. \quad (12.44)$$

Если стороны основания сооружения равны соответственно b и $a = kb$, то его площадь $F = kb^2$.

Обозначая в предыдущем выражении постоянные множители

$$\Omega \sqrt{k} = \Omega_0 \text{ и } \frac{(1-\nu^2)}{1-2\nu} = A,$$

получим окончательное выражение для мощности эквивалентного слоя

$$h_s = \Omega_0 A b. \quad (12.45)$$

Значения коэффициентов $A\Omega_0$ для гибких площадок приведены в табл. 12.2.

Для упрощения расчета скорости затухания осадок пользуются эквивалентной эпюрой уплотняющих давлений. Такая эпюра представляет собой треугольник с основанием у подошвы фундамента и высотой, равной удвоенной толщине эквивалентного слоя (рис. 12.19). При этом конечную осадку грунтового основания принимают равной сжатию эквивалентного слоя.

Для определения скорости осадки и ее протекания во времени пользуются значениями коэффициентов консолидации из уравнения (12.30) для распределения напоров по эпюре в виде треугольника, обращенного вершиной вниз. Степень консолидации рассчитывают по формулам, учитывающим направление фильтрации.

Таблица 12.2. Значения коэффициентов для гибких площадок

Соотношение сторон	$A\Omega_0$ при ν , равном			
	0,25	0,30	0,35	0,40
1	1,26	1,37	1,54	2,02
2	1,72	1,88	2,16	2,76
5	2,37	2,58	2,96	3,79
10	2,86	3,12	3,58	4,58

Ускорение осадки сжимаемого слоя в процессе строительства. При сооружении дорог на болотах сжатие торфяного или илистого основания продолжается обычно несколько лет, что осложняет строительство, так как покрытия усовершенствованных типов нельзя устраивать на участках насыпей до затухания большей части осадки. В этом случае применяют несколько способов ускорения сжатия водонасыщенного основания.

1. Увеличение давления на сжимаемый слой возведением вначале более узкой, но высокой насыпи затухание осадки под увеличенной нагрузкой p_n достигается через более короткий период времени, чем под давлением p при консолидации 90%.

2. Уменьшение толщины сжимаемого слоя (частичное выторфование), позволяющее сократить срок, необходимый для осадки слоя до $t_2 = t(H_2/H_1)^2$, где t — время, необходимое для сжатия слоя торфа первоначальной толщины H_1 ; H_2 — оставленный под насыпью слой торфа уменьшенной толщины.

3. Сокращение пути фильтрации выжимаемой воды с помощью устройства вертикальных дренажей. В торфе под насыпью пробуривают скважины, которые заполняют песком. При осадке насыпи вода просачивается по кратчайшему пути до вертикальных дрен и по ним выжимается вверх. Сокращение пути фильтрации существенно ускоряет осадку.

Регулирование темпов строительства для обеспечения устойчивости илистых и торфяных оснований. Устойчивость водонасыщенных оснований зависит от их сопротивления сдвигу, которое изменяется в процессе передачи давления от приложенной нагрузки к грунтовой воде на скелет грунта.

В некоторый промежуточный момент времени t после приложения нагрузки сопротивление грунта сдвигу, по Н. Н. Маслову, $\tau_t = p_s \operatorname{tg} \varphi_t + c_t$, где p_s — давление на грунтовой скелет, или эффективное давление; φ_t и c_t — угол внутреннего трения и сцепление, соответствующие влажности грунта в момент t .

В случае, когда давление сооружения на водонасыщенное основание превышает критическое значение, допустимое по условиям предельного равновесия (вычисленное исходя из величины τ_t), может произойти разрушение подстилающего грунта. Если увязывать темп строительства и увеличение нагрузки на основание с процессами передачи напряжений на скелет водонасыщенного грунта основания, то на эти грунты можно постепенно передать такие большие нагрузки, какие были бы недопустимы при быстром приложении и вызвали бы просадку основания.

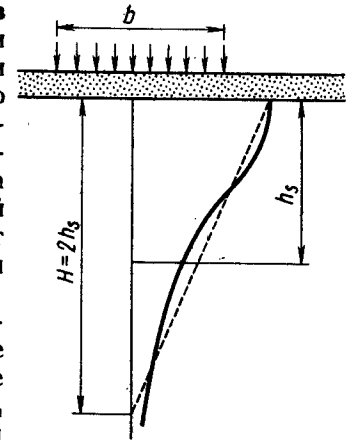


Рис. 12.19. Схема к определению скорости сжатия эквивалентного слоя грунта

Определение коэффициента фильтрации связных грунтов. Данные наблюдений за скоростью протекания осадки водонасыщенных грунтов позволяют определить коэффициент фильтрации. Для этого на кривой консолидации выделяют средний участок, соответствующий фильтрационному процессу уплотнения, затем определяют на графике время (в с), которое соответствует 50% сжатия. По графику на рис. 12.16 50% консолидации для равномерного давления по глубине соответствует фактору времени $T=0,197 \approx 0,2$, тогда

$$T = \frac{C_t}{h^2} = \frac{k(1+e_{cp})}{a\Delta} \frac{1}{h^2} t_{0,5} = 0,2,$$

или коэффициент фильтрации

$$k = \frac{0,2a\Delta h^2}{(1+e_{cp})t_{0,5}}$$

РАЗДЕЛ ПЯТЫЙ

ПОЛЕВЫЕ ОБСЛЕДОВАНИЯ И ПРИНЦИПЫ ЛАБОРАТОРНЫХ ИССЛЕДОВАНИЙ ГРУНТОВ

ГЛАВА 13

ПОЛЕВЫЕ ОБСЛЕДОВАНИЯ ГРУНТОВ

13.1. Полевые обследования грунтов в условиях естественного залегания

Полевые обследования грунтов и учет природных условий их залегания являются обязательным элементом проектно-изыскательских работ, связанных со строительством любых инженерных сооружений.

При изысканиях автомобильных дорог изучают происхождение, состав, физико-механические свойства, степень устойчивости и распространение отдельных видов и разновидностей грунтов, в том числе и почв, и условия их залегания. Оценивают одновременно гидрологическую и гидрогеологическую характеристики местности (характер поверхностного стока воды и ее испарения, уровень грунтовых вод и верховодки, направление грунтового потока, фильтрационная способность грунтов и др.). С целью получения необходимых данных для проектирования дорожных сооружений обязательным элементом работ является изучение свойств грунтов вдоль всей трассы в придорожной полосе шириной 100...200 м. Объем выполняемых работ должен быть достаточным для обоснованного проектирования земляного полотна, дорожной одежды и дорожных сооружений.

При полевых обследованиях грунтов и изучении условий их залегания, состава и мощности слоев и других особенностей наиболее широко и часто прибегают к закладке буровых скважин, проходимых станками механического бурения различной мощности с глубиной бурения, превышающей 50 м. В тех случаях, когда мощность изучаемой толщи грунтов незначительна или доставка буровых стайков затруднена, а бурение скважин экономически невыгодно, прибегают к закладке шурфов глубиной до 3 м. Основными первичными документами при полевых обследованиях грунтов являются буровой журнал или журнал шурфования. Кроме них составляют схемы расположения грунтов по глубине — грунтовые или геологические колонки, план расположения скважин или шурфов; инженерно-геологические продольные и поперечные профили, отчет, а при малом объеме работ пояснительную записку. Для сложных и неблагоприятных участков (оползневые участки, глубо-

Таблица 13.1. Форма записи геологической колонки

Разрез	Мощность слоя, м	Описание грунта
	0,75	Супесь светло-серая, мелкозернистая средней плотности
	2,25	Песок желто-красноватый, мелкозернистый средней плотности Влажный, а с глубины 1,5 м сильно влажный
	1,25	Моренный тяжелый суглинок, тугопластичный, очень плотный с включением окатанных гравийных частиц

кие выемки, участки с просадочными грунтами и др.) составляяют инженерно-геологические карты крупного масштаба.

Геологическая, или грунтовая, колонка представляет собой разрез по скважине или по шурфу (табл. 13.1). Весьма часто колонки составляют после лабораторных анализов грунтов, в результате чего уточняют названия их, а в описании дают более точную характеристику.

При обследовании трассы дороги на всем протяжении составляют несколько упрощенный инженерно-геологический разрез, получивший название продольного грунтового разреза, который наносят на продольный профиль проектируемой дороги.

13.2. Испытания грунтов в буровых скважинах

Извлечение образцов грунтов для лабораторных испытаний всегда бывает сопряжено с нарушениями их структуры и напряженного состояния. При врезании в грунт стакана грунтоноса повреждается прилегающая к нему часть образца. После извлечения образца на поверхность с него снимается давление вышележащих слоев грунта, и если он взят с большой глубины, то начинает разбухать. Иногда из грунтовой воды выделяются растворенные газы. После непродолжительного хранения парафинированная оболочка образцов растрескивается и начинается испарение содержащейся в них влаги. Из рыхлых песков и глинистых грунтов текучей и текучепластичной консистенции образцы с ненарушенной

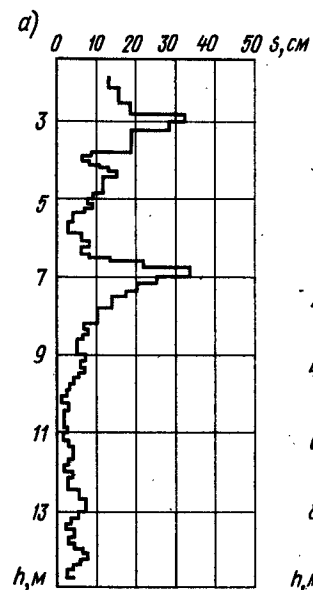
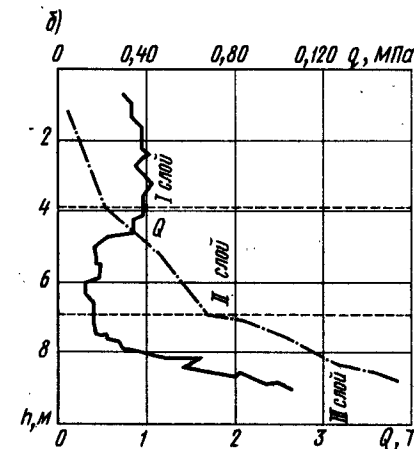


Рис. 13.1. Примеры графиков испытаний грунтов динамическим (а) и статическим (б) зондированием



структурой отобрать невозможно. Поэтому все шире начинают применять методы испытания грунтов на месте залегания, непосредственно в буровых скважинах. Для оценки однородности грунтов и относительного изменения с глубиной их сопротивления нагрузкам применяют методы статического и динамического зондирования (рис. 13.1).

Сопротивление грунтов прониканию зондов зависит от многих переменных величин — пористости, степени увлажнения, гранулометрического состава, формы минеральных зерен и других факторов; поэтому результаты зондирования характеризуют грунт по совокупности признаков и дают его комплексную характеристику прочности.

При статическом зондировании в грунт домкратом вдавливают трубу диаметром 36 мм и находящуюся внутри нее с постоянной скоростью, не превышающей 1 м/мин, штангу диаметром 15 мм со стандартным коническим наконечником, имеющим угол при вершине 60° и площадь основания ~ 10 см² ($d \approx 357$ мм). Через каждые 20 см погружения динамометром измеряют предельное общее сопротивление грунта вдавливанию, а тензодатчиком лобовое сопротивление конуса. Сопротивление от трения грунта по боковой поверхности штанги определяют по разности между общим и лобовым сопротивлениями. Глубину испытаний обычно принимают равной 10 м.

По данным института «Фундаментпроект», между показаниями статического зондирования и модулем деформации грунтов существует корреляционная зависимость

$$E = 0,34p_{с.к} + 130 \text{ МПа.}$$

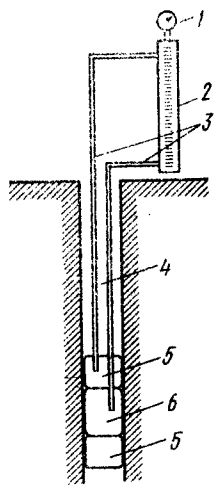


Рис. 13.2. Схема устройства прессиометра:

1 — манометр; 2 — прибор для измерения объема воды, поступившей в испытательную камеру прибора; 3 — трубки для нагнетания воды; 4 — буровая скважина; 5 — камера прибора для уплотнения стенок скважины выше и ниже испытываемого участка; 6 — испытательная камера прибора

При динамическом зондировании в грунт забивают штангу диаметром 42 мм, имеющую на конце конус с углом при вершине 60° и диаметром основания 74 мм. Зонд забивают ударами падающего молота. В зависимости от плотности грунтов применяют молоты весом 300, 600 и 1200 Н, падающие соответственно с высоты 40, 80 и 100 см. При испытаниях определяют число ударов, необходимых для погружения зонда на 10 см. При этом вводят поправки, учитывающие увеличение массы зонда от наращивания штанг при его погружении, и на трение штанг о грунт, осыпающийся со стенок скважины.

При динамическом зондировании (рис. 13.1, а) грунты характеризуют величиной условного динамического сопротивления (МПа)

$$P_d = \frac{0,1 K P_0 \Phi n}{h},$$

где K — коэффициент, учитывающий потери энергии при ударе ($K=0,49..0,75$ в зависимости от применяемого сооружения); P_0 — коэффициент, учитывающий тип применяемого оборудования; Φ — коэффициент, учитывающий трение штанг зонда о грунт ($\Phi=1..0,6$ в зависимости от глубины зондирования); n — число ударов в залоге; h — глубины погружения зонда за ряд ударов (залог), см.

Определение модуля деформации грунтов штампами в буровых скважинах на глубине более 5...6 м аналогично обычной методике пробных нагрузок. На выровненное дно скважины устанавливают штамп площадью 600 см² (диаметр скважины 32,5 см, диаметр штампа 27,7 см), на который ступенями прилагают нагрузки. Этот метод громоздок, и в последние годы для определения прочности грунтов применяют прессиометры, создающие всестороннее расширяющее давление на стенки скважины (рис. 13.2)*. Прессиометр представляет собой прибор, опускаемый в скважину, пробуренную в исследуемых грунтах. На стенки скважины через цилиндрическую резиновую камеру передается путем нагнетания воды равномерно распределенное давление. Камера состоит из трех отсеков. Верхний и нижний отсеки, испытывая то же давление, что и внутренний — рабочий отсек, препятствуют его расширению в вертикальном направлении. Деформацию грунтового массива измеряют по изменению объема жидкости в начале и конце опыта. В слу-

чае использования сжатого воздуха в конструкцию прибора вводят устройство для измерения диаметра скважины. Испытания заключаются в приложении к стенкам скважины ступенями возрастающих нагрузок и измерении диаметра (деформации) скважины. Модуль деформации определяют используя формулу Ляме:

$$\lambda_r = \frac{\Delta R}{R} = \frac{1+\nu}{E} \sigma_r,$$

где λ_r — относительная деформация расширения скважины; σ_r — давление на стенки скважины.

Модуль деформации, определенный прессиометрами, обычно несколько меньше, чем установленный при вдавливания штампа из-за анизотропии грунтов и более раннего развития пластических деформаций стенок скважины, чем в грунтах под штампом.

Измерения сопротивления грунтов сдвигу в полевых условиях позволяет оценить влияние сложения грунта, ослаблений в результате трещиноватости и т. п. Для этого осуществляют сдвиг оставленного монолита грунта («целика»), загружаемого сверху и сдвигаемого домкратом по схеме, аналогичной сдвиговым испытаниям в лабораториях* (см. рис. 7.9). Большое значение имеют испытания в скважинах слабых илистых и глинистых грунтов, из которых получить образцы с сохранением естественного состояния невозможно. Сопротивление сдвигу таких грунтов измеряют последовательными проворачиваниями крыльчатки со скоростью 0,2...0,3 град/с (см. § 7.4), заглубленной на штангах в грунт на дне скважины (см. рис. 7.9). Испытания характеризуют обобщенное сопротивление сдвигу без разделения на сцепление и внутреннее трение. Последнее обычно принимают равным нулю. Крыльчатки применяют с высотой равной диаметру вращения (12, 15 или 20 см).

ГЛАВА 14 ПРИНЦИПЫ ЛАБОРАТОРНЫХ ИСПЫТАНИЙ ГРУНТОВ

14.1. Основные требования к испытаниям грунтов

Для расчета устойчивости грунтов в основаниях сооружений и в самих сооружениях, возводимых из грунтов, а также конструирования машин, предназначенных для их разработки, нужно знать параметры, характеризующие прочность грунтов. Эти параметры могут быть получены несколькими способами — путем проведения испытаний образцов грунтов с ненарушенной структурой в лаборатории, непосредственно в условиях естественного залегания или путем контрольных перерасчетов на основе замеренных деформаций сооружений, работающих в условиях, аналогичных проектируемым.

* ГОСТ 23741—79 «Грунты. Методы полевых испытаний на срез в горных выработках»; ГОСТ 21719—80 «Грунты. Метод полевых испытаний вращательным срезом».

Строительные нормы и правила СНиП II.15—74 «Основания зданий и сооружений» предусматривают, что характеристики грунтов, входящие в расчеты деформаций и устойчивости оснований сооружений (модуль деформации, коэффициент бокового давления, угол внутреннего трения, сцепление), в каждом конкретном случае следует определять путем испытаний грунтов с учетом водно-теплового режима и напряженного состояния в процессе строительства и эксплуатации.

Характеристики грунтов, используемые при расчетах, нельзя рассматривать как постоянные величины — «константы» грунтов, так как свойства грунтов сильно меняются в зависимости от степени уплотнения и влажности. Поэтому расчетные характеристики грунтов относят к их определенному состоянию, обычно соответствующему наиболее неблагоприятному периоду работы сооружения.

Состояние грунта, наиболее характерное для его работы в сооружении, следует устанавливать в каждом отдельном случае путем тщательного анализа назначения сооружения и местных природных условий. Вопрос о способах получения параметров грунтов, используемых при расчетах, имеют особенно большое значение при проектировании дорог, так как грунты в дорожных сооружениях подвержены значительным колебаниям температуры и влажности (см. § 4.10). Диапазон этих колебаний существенно больше, чем у грунтов в основаниях сооружений, где влажность во многих случаях вообще можно считать практически неизменной.

Поскольку погодно-климатические условия, от которых зависит влажность грунта в дорожных сооружениях, неодинаковы в разных природных районах СССР и в различные годы, к установлению расчетных значений отдельных параметров прочности грунта должен быть применен принцип повторяемости неблагоприятного сочетания природных условий один раз в заданное число лет, используемый в гидрологии, например при определении расчетных горизонтов паводков. Для этого нужно на основе наблюдений за водным и тепловым режимами поверхностных слоев грунта установить методами теории вероятностей расчетную влажность, соответствующую сроку службы проектируемого сооружения, и назначить применительно к этому значению расчетные величины параметров, характеризующих прочность грунта. При этом необходимо учитывать, что в результате возведения сооружений могут существенно измениться условия залегания грунтов, их водно-тепловой режим и начаться процесс их активного выветривания.

Примерами таких случаев является выветривание глинистых сланцевых пород в откосах выемок и изменение режима многолетнемерзлых грунтов в результате расчистки полосы отвода под строительство дороги, а также при освоении местности.

При выборе методики испытаний грунтов следует уделять особое внимание максимальному приближению условий испытания к условиям работы грунта в сооружении или во взаимодействии с ним. Схема деформирования грунта при испытании должна воз-

можно полнее моделировать условия его работы в естественных условиях при воздействии сооружения.

Методы испытаний грунтов ненарушенной структуры в естественных основаниях должны отличаться от методов испытаний грунтов с нарушенной структурой, используемых как строительный материал для возведения земляных сооружений. Так, водопроницаемость структурных грунтов в целях расчета глубоких дренажных устройств нужно изучать на образцах с ненарушенной структурой. Учет фильтрации воды через плотину, отсыпанную из того же грунта, следует вести на основе испытаний образцов с нарушенной структурой, уплотненных до оптимальной плотности. При определении коэффициента фильтрации торфяных оснований под насыпями следует учитывать направление выжимания воды из-под насыпи, так как коэффициент фильтрации торфов, как и других анизотропных грунтов, неодинаков при просачивании воды в вертикальном и горизонтальном направлениях.

Испытания, которые должны выполняться при использовании грунтов в разных случаях строительства, точно не регламентированы. Следует ограничивать количество видов производимых испытаний необходимым минимумом в целях получения только таких данных, которые будут использованы при проектировании и строительстве.

Состав необходимых испытаний грунтов зависит и от намечаемой системы организации работ. Так, при постройке земляного полотна в болотистых районах с посадкой насыпи на дно болота после выторфовывания изучение сжимаемости и скорости сжатия торфа является излишним; при оставлении под насыпью слоя торфа этому вопросу должно быть уделено особое внимание.

Так как характеристики прочности и деформируемости зависят от влажности грунта и степени его уплотнения, проф. Г. М. Шахуньянц предложил для точного учета свойств грунта в расчетах устойчивости сооружений строить по данным лабораторных испытаний грунтов графики расчетных характеристик — кривые зависимости значений c , φ , E и q от изменения влажности и уплотняющего давления (рис. 14.1).

Пользуясь этими графиками, можно, определив при полевых работах плотность влажного и сухого грунта, а также его влаж-

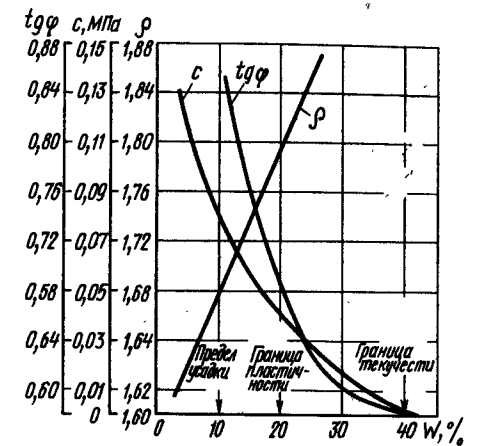


Рис. 14.1. Пример графика расчетных характеристик глинистых грунтов (по Г. М. Шахуньянцу)

ность, правильно назначить показатели свойств для грунтов одного строительного объекта, однородных по составу, сложению и генезису.

14.2. Определение расчетных характеристик грунтов

Расчетные характеристики грунтов должны определяться на основе достаточно большого количества испытаний, чтобы средние величины этих характеристик являлись устойчивыми. Количество испытаний должно быть тем большим, чем более ответственным является проектируемое сооружение.

Методика проведения лабораторных испытаний грунтов должна обеспечивать необходимую точность определения величин, входящих в расчетные формулы, с учетом влияния каждого параметра на результаты расчетов. По этой причине, например, ошибка в величине модуля деформации грунта при расчете осадки сооружения, когда он входит в формулу в первой степени, сильнее отражается на результатах расчета, чем при использовании того же значения модуля при определении толщины бетонного дорожного покрытия, где в формуле этот модуль стоит под корнем третьей степени.

Средние значения характеристик грунтов, полученные путем испытания большого количества образцов, называют нормативными. Для большей надежности расчетные характеристики грунта $A_{расч}$ определяют по выражению

$$A_{расч} = \left(1 \pm \frac{t_{\alpha}\sigma}{A_n}\right) A_n, \quad (14.1)$$

где t_{α} — коэффициент, зависящий от влияния данного параметра на точность расчетов, а также от степени разброса результатов при параллельных испытаниях. Так, для сцепления c и угла внутреннего трения φ при расчетах по деформациям основания

исходят из доверительной вероятности $\alpha=0,85$, при расчетах несущей способности $\alpha=0,95$. Значения коэффициента t_{α} при $\alpha=0,85$ меняются от 1,05 (при 60 образцах) до 1,34 (3 образца) и при $\alpha=0,95$ — от 1,67 до 2,92; σ — средняя квадратичная ошибка ряда параллельных испытаний; A_n — нормативная величина характеристики.

Знак в выражении (14.1) принимают такой, чтобы получить значение расчетной характеристики, обеспечивающее на-

ибольшую надежность расчетов, например для влажности грунта значение больше среднего, для параметров сопротивления грунта сдвигу — меньше.

Грунтовые основания в условиях естественного залегания обычно неоднородны и сложены пластами или линзами грунтов различных типов. Физико-механические свойства грунтов оснований, даже однородных по зерновому составу, могут существенно различаться на разных уровнях и в плане сооружения. Поэтому разделение грунтовой толщи на характерные слои, горизонты и установление для них своих расчетных характеристик является очень важным и требует большого внимания при проведении обследований территорий, предназначенных к использованию для строительства. Можно встретить два основных типа напластований: а) сравнительно однородные грунты с незначительными колебаниями свойств; б) наличие в грунте слоя, резко отличающегося от смежных слоев, свойства которого определяют деформации массива. Последний случай характерен, например, для оползней консеквентного типа и насыпей на сапропелевых болотах.

Проф. Н. Н. Маслов рекомендует выделить характерные слои графически, откладывая экспериментальные точки характеристик грунта в функции от глубины взятия образца (рис. 14.2). Группировки точек позволяют выделить типичные слои.

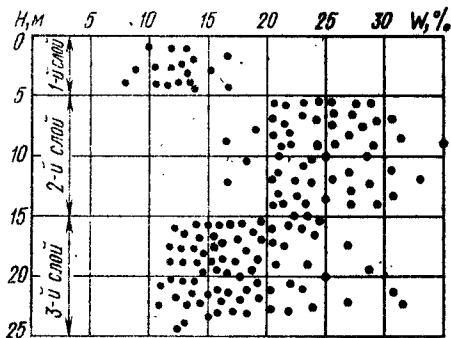


Рис. 14.2. Выделение характерных слоев грунтового основания по данным испытаний ряда образцов (по Н. Н. Маслову)

15.1. Основные принципы укрепления, классификация методов укрепления и требования к укрепленным грунтам

Укреплением грунтов принято называть ряд последовательных технологических операций, выполняемых по размельчению грунта, перемешиванию его с вяжущими, увлажнению до оптимальной влажности и уплотнению до максимальной плотности смеси, что обеспечивает оптимальное воздействие на грунт добавок вяжущих и других веществ и придает ему высокую прочность, морозостойкость и длительную устойчивость не только в сухом, но и в водонасыщенном состоянии. Таким образом, при искусственном укреплении грунта всегда сочетается совокупное воздействие на грунт оптимальных добавок вяжущих и других веществ с обязательным выполнением ряда технологических операций, обеспечивающих формирование заданных структурно-механических свойств укрепленного грунта.

В тех районах строительства, где нет прочных каменных материалов и высокого качества песков, возникает необходимость в замене дорогостоящего привозного камня и песка местным грунтом, укрепленным вяжущим материалом. Применение укрепленных грунтов, в том числе и укрепленных различных отходов промышленности (являющихся местными искусственными грунтами) в конструктивных слоях дорожных одежд, обеспечивает значительное снижение стоимости строительства дорог и уменьшает в 3...4 раза потребность в привозных каменных материалах.

В 1932 г. проф. М. М. Филатов сформулировал основной принцип укрепления грунтов, согласно которому коренное улучшение свойств грунтов возможно только на основе правильного учета свойств и состава их тонкодисперсной части, т. е. поглощающего комплекса. Направленно используя адсорбционную (поглотительную) способность грунта, активно воздействуя на его тонкодисперсную часть добавками различных вяжущих веществ, можно создать из него строительные материалы, отвечающие соответствующим техническим требованиям. В последующие годы этот принцип получил существенное развитие в работах В. М. Безрука, С. С. Морозова, И. И. Черкасова и др.

Разнообразные методы укрепления, основанные на коренном

изменении и улучшении свойств естественных грунтов путем введения в них добавок вяжущих материалов и других активных веществ, в настоящее время нашли широкое практическое применение в самых разнообразных природных и грунтовых условиях как в СССР, так и за рубежом. Только в Советском Союзе построены и успешно эксплуатируются свыше 20 000 км автомобильных дорог разных категорий с конструктивными слоями из укрепленных грунтов.

Многолетний производственный опыт показывает, что при укреплении различных по составу грунтов оптимальными добавками вяжущих материалов, коренные и качественные изменения свойств укрепляемых грунтов происходят под действием вяжущих материалов (цементов, извести, битума, дегтя и др.).

Работами академика П. А. Ребиндера и другими, выполненными в области физико-химической механики дисперсных тел, установлено, что при добавке в дисперсные системы (например, различного рода грунты) вяжущих веществ после их твердения грунт (или другой материал) утрачивает дисперсность, приобретает монолитность и прочность. При этом формируются однородные пространственные структуры (кристаллизационные, коагуляционные или конденсационные), существенно отличающиеся своими структурно-механическими свойствами. При комплексных методах укрепления грунтов, сочетающих оптимальную добавку двух вяжущих или вяжущего и поверхностно-активных или активных веществ, формируются сложные пространственные структуры совмещенного (мозаичного) строения.

Учитывая физические и механические свойства укрепленных грунтов и область применения их в конструктивных слоях дорожных одежд, разнообразные пространственные структуры, определяющие свойства материала, целесообразно объединить в три группы структур (табл. 15.1).

Многие комплексные методы укрепления грунтов, базирующиеся на использовании двух вяжущих материалов или одного вяжущего в сочетании с добавкой поверхностно-активных веществ, являются весьма эффективными для укрепления грунтов многих видов, особенно для тонкодисперсных тяжелых суглинков и глин.

Исследования, проведенные в СоюздорНИИ и других научно-исследовательских организациях, показали, что процессы, происходящие при укреплении грунтов, весьма разнообразны и зависят от свойства грунта, применяемых вяжущих и других реагентов. Эти процессы могут быть: химическими — образование нерастворимых в воде соединений и гелей, гидролиз и гидратация минеральных вяжущих веществ, полимеризация, поликонденсация, сополимеризация синтетических полимерных веществ; физико-химическими — ионный обмен, необратимая коагуляция, микроагрегирование; физическими и механическими — размельчение, перемешивание и уплотнение грунта, способствующие более тесному контакту его частиц как между собой, так и с вводимыми в грунт веществами, в результате чего в значительной степени усиливаются химиче-

Таблица 15.1 Группы и типы пространственных структур

Группы структур	Типы структур	Вязущие материалы и другие вещества, обуславливающие тип структуры
I	Кристаллизационная	Портландцементы и другие виды цементов, известь, активные золы-уносы, молотые доменные и другие шлаки
	Коагуляционно-кристаллизационная	Битумы и гудроны в эмульгированном виде или сырые нефти + цементы или известь либо активные золы-уносы или шлаки
	Конденсационно-кристаллизационная	Синтетические смолы или ПАВ гидрофобного типа + цементы или известь, активные золы-уносы либо шлаки
II	Коагуляционная	Битумы, дегти или сырые нефти с добавкой или без добавки ПАВ либо других активных веществ
	Кристаллизационно-коагуляционная	Цементы или известь либо активные золы-уносы или шлаки + битумы, дегти или сырые нефти
	Конденсационно-коагуляционная	Синтетические смолы + битумы или гудроны в эмульгированном виде, либо сырые нефти
III	Конденсационная	Синтетические смолы (карбамидные и др.) с добавкой или без добавки ПАВ
	Кристаллизационно-конденсационная	Цементы или известь + синтетические смолы с добавкой или без добавки ПАВ
	Коагуляционно-конденсационная	Битумы или гудроны в эмульгированном виде либо сырые нефти + синтетические смолы с добавкой или без добавки ПАВ

ские и физико-химические процессы взаимодействия в зоне контакта частиц грунта и вяжущих материалов.

Правильное и оптимальное взаимное сочетание этих процессов и их усиление действием поверхностно-активных и других веществ обеспечивают коренное изменение природных свойств грунта с приданием ему монолитности, прочности, водоустойчивости и морозоустойчивости.

На основе многолетних исследований и обобщения производственного опыта по строительству и эксплуатации автомобильных дорог и аэродромов и использования различного вида укрепленных грунтов в Союздормиз разработаны требования к показателям физико-механических свойств укрепленных грунтов, утвержденные Госстроем СССР (СН 25—74).

Учитывая многообразие вяжущих и других веществ, применяемых для укрепления грунтов и других местных материалов, ука-

Таблица 15.2. Требования к показателям прочности укрепленных грунтов

Показатели	Группы структур					
	I...III			II		
	Классы прочности			Классы прочности		
	1	2	3	1	2	3
Предел прочности на растяжение при изгибе водонасыщенных образцов, МПа	2...1	1,0...0,6	0,6...0,3	1,5...1,0	1,0...0,7	—
Предел прочности при изгибе водонасыщенных образцов после циклов на замораживание — оттаивание, МПа	1,5...0,7	0,7...0,4	0,4...0,2	1,2...0,8	0,8...0,5	—
Предел прочности при сдвиге водонасыщенных образцов, МПа	—	—	—	—	0,5...0,3	0,4...0,2
Предел прочности при сдвиге после циклов на замораживание — оттаивание, МПа	—	—	—	—	0,4...0,2	0,25...0,15

Примечание. Методика испытаний и количество циклов замораживания — оттаивания назначено в соответствии с требованиями «Инструкции по применению грунтов, укрепленных вяжущими материалами для устройства оснований и покрытий автомобильных дорог и аэродромов» (СН 25—74).

занные выше типы и виды структур целесообразно объединить в три группы. Укрепленные грунты после завершения процессов твердения и формирования пространственной структуры (I, II III группы) должны удовлетворять требуемой прочности при изгибе или сдвиге, указанной в табл. 15.2. Приобретаемые укрепленным грунтом качественно иные прочностные и другие свойства предопределяют его применение в различных конструктивных слоях дорожных одежд в качестве оснований, облегченного типа покрытий, морозозащитных слоев или укрепления обочин.

15.2. Улучшение свойств грунтов введением добавок и уплотнением

Многочисленные полевые наблюдения за состоянием грунтовых дорог, проведенные за последние 60 лет в Советском Союзе и других странах, показали, что при известных соотношениях в грунте гравийных (или щебенистых) и песчаных, пылеватых и глинистых частиц он приобретает достаточную устойчивость. Такой грунт принято называть *оптимальным* по зерновому составу и другим положительным свойствам в практике дорожного строительства.

В грунтах оптимального зернового состава гравийные или щебенистые и песчаные частицы служат как бы скелетом, воспринимающим на себя главную часть внешних воздействий в период сильного увлажнения грунта. Пылеватые частицы в составе оптимального грунта служат как бы заполняющим материалом, так как они вследствие небольших размеров размещаются в порах грунта, образованных более крупными частицами. Значительнее роль глинистых и более тонких коллоидных частиц. Обладая в сухом состоянии цементирующей способностью, они после уплотнения смеси соединяют ее составные части в сравнительно плотную связную и монолитную массу.

Исследованиями В. В. Охотина и Н. Н. Иванова установлено, что песчано-глинистые грунты или смеси оптимального состава должны содержать песчаных частиц 60...80%, пылеватых 15...35% и глинистых 5...10%.

При определении соотношения разных по крупности частиц в составе оптимального грунта большое значение имеют климатические условия местности и распределение движения по дороге в течение года — происходит ли оно в основном летом (сухое время) или весной и осенью (дождливое время).

В практике дорожного строительства в случае несоответствия зернового состава грунтов оптимальному часто применяют гранулометрические добавки. В суглинистые или пылеватые супесчаные грунты обычно добавляют гравийные (щебенистые) или песчаные частицы, в песчаные или гравелистые грунты — суглинистые. При этом стремятся обеспечить оптимальный зерновой состав.

При улучшении грунтов гранулометрическими добавками до оптимального состава особое внимание уделяют не только подбору

и внесению гранулометрических добавок и их перемешиванию, но и обязательному уплотнению смеси при оптимальной влажности. Только после тщательного искусственного уплотнения до максимальной плотности при оптимальной влажности могут быть полностью реализованы все положительные качества, присущие грунтам оптимального зернового состава.

Наилучшее уплотнение грунтов при постоянной затрате работы на единицу массы грунта достигается при ее некоторой оптимальной влажности. Оптимальная влажность глинистых грунтов (супесей, суглинков, глин) примерно равна влажности на границе раскатывания того же вида грунта. Содержащегося при этом в грунте количества воды достаточно, чтобы уменьшить трение между частицами и увлажнить микроагрегаты, снизив при этом их прочность и ослабив структурные связи между частицами.

Таким образом, под оптимальной влажностью грунта w_{opt} следует понимать ту влажность, при которой можно достигнуть наибольшей (максимальной) плотности ρ_{max} , а следовательно, и минимальной пористости грунта при определенной затрате работы уплотняющих механизмов (катки, трамбовки) на уплотнение. Оптимальная влажность и плотность могут изменяться в известных пределах, так как они зависят не только от нагрузки, уплотняющей грунт (рис. 15.1), но и от состава и генезиса грунта.

Необходимая степень уплотнения земляного полотна была установлена путем наблюдений за плотностью грунтов в старых, много лет прослуживших под интенсивным движением насыпях. Для разных слоев насыпей была нормирована разная плотность — наибольшая в слоях, подстилающих дорожную одежду, меньшая в средней части насыпей, не подвергающейся затоплению высокими водами, в которой сохраняется практически постоянный режим влажности. Плотность должна соответствовать распределению напряжений в насыпи от собственного веса грунта и нагрузки от автомобилей (рис. 15.2).

Для установления нормируемой необходимой влажности и плотности грунта при работах по уплотнению насыпей и дорожных оснований эти характеристики определяют путем испытаний в специальном приборе, разработанном СоюздорНИИ (рис. 15.3) по методике лабораторного определения максимальной плотности, предусмотренной ГОСТ 22733—77.

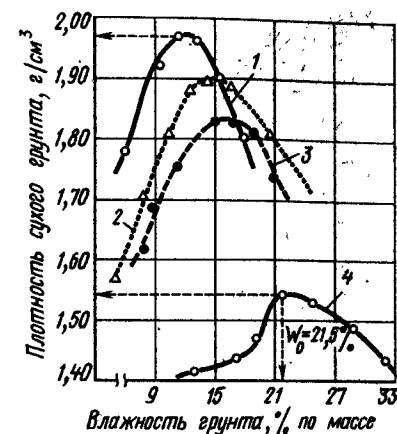


Рис. 15.1. Значения оптимальной влажности уплотнения и максимальной плотности сухих грунтов различного генезиса при стандартном их уплотнении:

1 — моренный суглинок; 2 — лёсс пылеватосуглинистый; 3 — покровная пылеватая глина; 4 — чернозем глинистый (гумусовый горизонт)

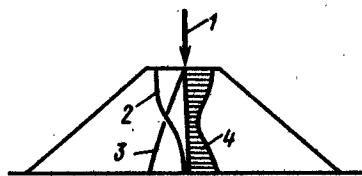
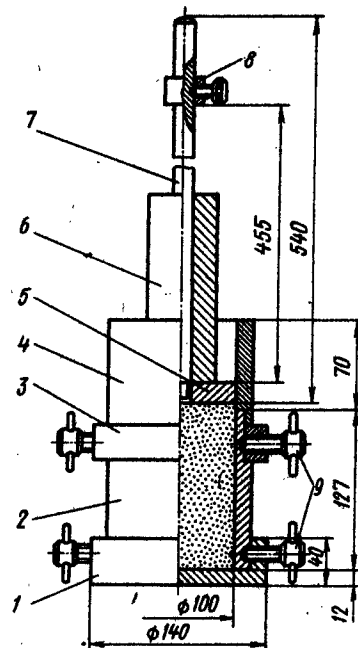


Рис. 15.2. Распределение давлений от транспортных нагрузок и собственного веса грунта в земляном полотне:

1 — нагрузка; 2 — эпюра от внешней нагрузки; 3 — эпюра напряжений от собственного веса грунта; 4 — суммарная эпюра напряжений

Рис. 15.3. Прибор СоюздорНИИ для стандартного уплотнения грунтов:

1 — днище; 2 — разъемный цилиндр объемом 1000 см³; 3 — кольцо; 4 — насадка; 5 — наковальня; 6 — груз массой 2,5 кг; 7 — направляющий стержень; 8 — ограничительное кольцо; 9 — зажимные винты, закрепляющие разъемный цилиндр 2



Образец грунта уплотняют массой послойно, три раза в разъемном цилиндре объемом 1 л, ударами груза массой 2,5 кг, падающего по направляющему стержню с высоты 30 см. Каждый слой грунта уплотняют 40 ударами груза, при этом стержень трамбовки необходимо удерживать в вертикальном положении. После уплотнения определяют плотность влажного образца грунта, его влажность и по формуле (4) (см. § 3.2) расчетом устанавливают плотность сухого грунта. Испытание проводят при нескольких влажностях, добавляя в образец после каждого цикла воду из расчета увеличения влажности на 1...2% для песчаных и гравийных грунтов и на 2...3% для глинистых грунтов до тех пор, пока не будет превышена оптимальная влажность и плотность не начнет уменьшаться. О прекращении уплотнения грунта судят как по уменьшению плотности влажного грунта, так и по его консистенции. С переходом интервала оптимальной влажности грунт приобретает мягкопластическое состояние, перестает уплотняться и начинает при ударах гири выжиматься из прибора.

На основании полученных данных строят кривую зависимости плотности сухого грунта от влажности. За максимальную плотность грунта принимают наибольшее значение плотности сухого грунта ρ_{max} , а соответствующую этой плотности влажность принимают за оптимальную влажность w_{opt} (рис. 15.4).

Следует отметить, что при любых методах укрепления грунтов заключительной и обязательной для выполнения технологической

операцией является уплотнение готовой смеси до максимальной плотности при соответствующей для данной смеси оптимальной влажности.

15.3. Укрепление грунтов минеральными вяжущими материалами

Укрепление цементом. Как показывают отечественный и зарубежный опыт дорожного и аэродромного строительства последних 30 лет, для укрепления разнообразных грунтов с большим успехом могут применяться минеральные вяжущие: цементы и известь, молотые гранулированные шлаки, золы-уносы тепловых электростанций и другие вещества. Особенно большой эффект получается при укреплении грунта портландцементом.

Значительную роль в разработке методов укрепления грунтов цементами и внедрении их в дорожное и аэродромное строительство сыграли работы В. М. Безрука, С. С. Морозова, Л. В. Гончаровой и др. В настоящее время в результате эксплуатации дорог и лабораторных исследований установлено благоприятное воздействие цемента или извести на физико-механические свойства грунтов самого разнообразного генезиса и зернового состава.

Как известно, основную часть портландцемента (70...75%) составляют силикаты кальция, которые при смачивании водой превращаются в новые соединения (гидросиликаты кальция, гидрат окиси кальция), обладающие большой цементирующей способностью.

При обработке грунта цементом процессы гидратации, а также другие химические реакции будут усиливаться или замедляться в зависимости от химического и минерального составов цемента, природы грунта и его физико-химического состояния в момент обработки. Так, при укреплении портландцементом дерново-подзолистых почв процессы гидратации и твердения цемента под действием кислой среды и при наличии подвижных гумусовых веществ будут сильно замедляться, в результате чего прочность цементогрунта будет весьма незначительной. При укреплении карбонатных грунтов, например карбонатных супесчаных или легкосуглинистых лёссов, благодаря наличию в растворе ионов кальция и слабой щелочной среды процессы гидра-

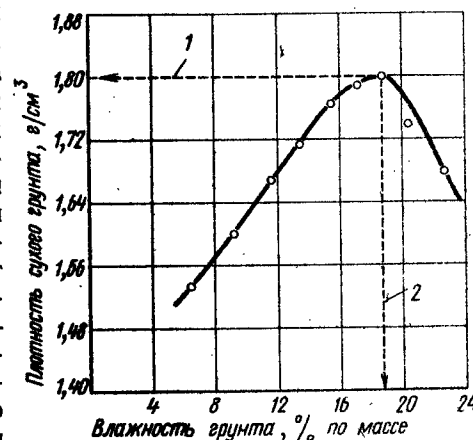


Рис. 15.4. Кривая плотности влажности для суглинистого грунта:

1 — максимальная плотность сухого грунта; 2 — оптимальная влажность уплотнения

тации и твердения цемента будут происходить более интенсивно. В этом случае прочность цементогрунта наиболее высокая.

Значительное содержание (более 3%) в грунтах легкорастворимых солей (сернокислого натрия, сернокислого магния) вредно сказывается на прочности цементогрунта. Вредное действие, например, сернокислых солей можно устранить добавкой извести. В кислые грунты для устранения их кислотности вносят добавку извести, едкого натра или углекислого натрия.

Приведенные выше примеры свидетельствуют о том, что вещества, входящие в состав грунта, могут оказывать положительное или отрицательное действие на твердение цементогрунта. Физико-механические свойства грунтов, укрепленных цементом, резко отличаются от первоначальных свойств необработанных грунтов и в зависимости от дозировки и активности характеризуются различными показателями (см. табл. 15.2).

Комплексное гидрофобное укрепление грунта. Несмотря на высокую механическую прочность и водоустойчивость, грунты, укрепленные цементом, обладают относительно большой влагоемкостью и остаточной пористостью, что является отрицательным свойством этого материала.

В целях улучшения структурно-механических свойств цементогрунта в СоюздорНИИ был разработан комплексный метод укрепления грунтов, сочетающий добавку двух вяжущих веществ: портландцемента и битумной эмульсии. При комплексном укреплении грунта цементом и битумной эмульсией протекают два процесса, взаимно дополняющих друг друга. В результате этих процессов укрепленные грунты становятся водонепроницаемыми и несмазываемыми (гидрофобными). При этом следует отметить, что расход цемента намного снижается, а морозоустойчивость гидрофобного цементогрунта благодаря наличию битума резко увеличивается.

Для твердения и гидратации цемента необходимо определенное содержание влаги в обрабатываемом грунте — не менее оптимальной влажности уплотнения грунта. Для распада битумной эмульсии и выделения из нее битума, придающего грунту гидрофобные свойства, необходимо удаление воды из эмульсии. Таким образом, цемент в процессе его гидратации, отбирая воду от эмульсии, способствует ее распаду, что создает благоприятные условия для проявления вяжущих свойств битума; частицы же цемента, получая воду, необходимую для протекания процессов гидратации цемента в оптимальных условиях, и связывая ее химически, обеспечивают тем самым условия для максимального проявления вяжущих свойств как битума, так и цемента.

В зависимости от свойств грунта, укрепляемого только цементом, дозировка портландцемента по массе смеси в среднем составляет: для супесчаных грунтов — 8...10, для пылеватых легких суглинистых — 10...12 и тяжелых суглинков и глин — 12...15%.

Укрепление известью. Наряду с применением портландцементов, шлакопортландцементов, пуццолановых и других видов цемента для укрепления грунта применяют известь как в гашеном

(пушонка), так и в негашеном (молотая кипелка) виде. Укрепление грунтов известью имеет много общего с процессом обработки их цементом. Однако свойства извести придают известные особенности как свойствам грунтово-известковых смесей, так и способам их приготовления и укладки в покрытие или основание.

Как известно, известь является воздушным вяжущим. При укреплении же глинистых грунтов она вступает в химическое и физико-химическое взаимодействие с тонкодисперсными частицами грунта и приобретает свойства гидравлического вяжущего. По этой причине известью укрепляют, как правило, суглинки или глины и лишь в отдельных случаях тяжелые пылеватые супеси.

Исследованиями М. М. Филатова, В. В. Охотина, В. М. Безрука, Г. Н. Ловчановского и других было установлено, что известь, так же как и цемент, придает глинистым грунтам водоустойчивость и повышает их механическую прочность во влажном состоянии, однако степень прочности грунта, укрепленного известью, несколько ниже, чем при добавке в грунт портландцемента.

При укреплении глинистого грунта известью (так же как и при добавке цемента) его тщательно размельчают и увлажняют, а затем смесь уплотняют до максимальной плотности. Процесс затвердения извести начинается с испарения воды и кристаллизации гидроксида кальция. С течением времени часть гидроксида кальция кристаллизуется, а также подвергается воздействию углекислоты воздуха и превращается в углекислый кальций (происходит процесс карбонатизации).

Однако наибольшая часть гидроксида кальция сразу же активно взаимодействует с кремнеземистыми и алюмосиликатными соединениями обрабатываемого грунта и вступает в физико-химическое взаимодействие с тонкодисперсной частью грунта. В результате этого формируются новые цементирующие вещества, в основном малоосновные гидросиликаты и гидроалюминаты, делающие грунт более прочным. Эти процессы развиваются и в дальнейшем, благодаря чему с течением времени происходит нарастание прочности закрепленного грунта.

Для улучшения условий твердения и ускорения его при укреплении грунта известью добавляют небольшое количество хлористого кальция, сернокислого натрия, жидкого стекла или других активных веществ. Для придания требуемой прочности (II—III класса прочности по табл. 15.2) при укреплении суглинистого грунта вносят 6...8% извести, для глин — 8...10%.

Укрепление грунтов золами-уносами. В настоящее время большое народнохозяйственное значение приобретают методы, которые обеспечивают эффективное применение в строительных целях побочных продуктов и отходов промышленных предприятий. Для укрепления грунтов различного состава весьма перспективным является применение зол-уносов тепловых электростанций. Эти золы получают при сжигании бурых углей, горючих сланцев или торфа и характеризуются высокой дисперсностью.

При сухом отборе и сухом удалении золы-уносы в некоторых

случаях представляют собой медленно твердеющее гидравлическое вяжущее. В зависимости от выраженности вяжущих свойств золь-уноса (т. е. ее активности) для укрепления грунтов их применяют либо в качестве самостоятельного вяжущего, либо как активную добавку в сочетании с добавкой цемента или извести.

Зола-унос, как показали исследования СоюздорНИИ, используется для укрепления песчано-гравийных смесей, песков, супесей или суглинков при условии, что они отвечают установленным техническим требованиям.

15.4. Укрепление грунтов органическими вяжущими материалами

В Советском Союзе, особенно в IV—V дорожно-климатических зонах, широкое распространение получило укрепление различных грунтов добавками вязкого или жидкого битума, либо каменноугольного дегтя. Вязкие битумы применяют в виде битумных эмульсий или паст, либо их разжижают лигроином или бензином. Жидкие медленно густеющие или среднетекучие битумы разных марок, отличающиеся между собой по вязкости и химическому составу, а также жидкие каменноугольные дегти применяют обычно в подогретом виде.

Согласно исследованиям М. М. Филатова, взаимодействие грунта с вяжущим органическим материалом сводится в основном к трем явлениям: 1) адсорбции (поглощению) некоторых составных частей вяжущего материала поверхностью тонкодисперсных частиц; 2) склеиванию отдельных частиц и агрегатов грунта вяжущим материалом; 3) механическому заполнению грунтовых пор вяжущим материалом.

Работами М. М. Филатова, А. К. Бирули, Л. Н. Ястребовой и других установлено, что грунты, укрепленные битумными (или дегтевыми) материалами, имеют агрегатно-ячеистое строение, образующееся вследствие неравномерного распределения вяжущих веществ в грунте, а также наличия замкнутых микропор, наполненных воздухом.

Вяжущие вещества, как показывают микроскопические наблюдения, распределяются в массе грунта, обволакивая главным образом глинистые агрегаты, на поверхности которых образуются особые глинисто-битумные соединения. В результате получается монолитная масса грунта, склеенная пленками; образующими в одних случаях тонкую сетку, а в других хлопьевидные скопления из глинисто-битуминозных веществ.

В результате укрепления грунтов органическими вяжущими материалами в свойствах грунтов происходят коренные изменения благоприятно влияющие на устойчивость их в дорожных сооружениях. Физико-механические свойства обработанных грунтов в значительной мере предопределяются их зерновым составом. Однако при этом весьма существенную роль играют также генетический тип грунта и физико-химическое состояние его глинисто-коллоидальных фракций. Физико-механические свойства грунтов, укреп-

ленных битумными материалами, должны отвечать требованиям, указанным в табл. 15.2.

Для повышения прочности, водоустойчивости и теплоустойчивости применяют комплексное укрепление грунтов жидким битумом и известью, битумной эмульсией и цементом или известью, разжиженным битумом и известью. Комплексные методы укрепления грунтов, сочетающие воздействие на грунт добавок вяжущего материала (битума, дегтя, цемента) и активных добавок (извести и др.), расширяют область применения укрепленных грунтов. Использование битумной эмульсии с добавками цемента или извести позволяет работать при пониженной температуре воздуха и повышенной влажности грунта.

При укреплении грунтов битумными материалами, так же как и при укреплении их цементом или известью, обязательно выполняются следующие технологические операции: размельчение грунта, внесение добавок вяжущего материала, перемешивание его с грунтом, увлажнение смеси до оптимальной влажности (в случае необходимости), профилирование обработанного грунта и уплотнение его до максимальной плотности. Следует отметить, что оптимальная влажность смеси, требуемая для уплотнения ее до максимальной плотности, при добавке вязкожидких материалов (битума, дегтя), примерно в два раза меньше, чем при добавке цемента или извести.

Работы выполняют специальные механизированные отряды с использованием дорожных фрез, однопроходных грунтосмесительных машин и других машин по доставке вяжущих материалов, активных добавок и уплотнению смеси.

Укрепление подвижных песков. Значительная территория Туркменской, Казахской и Узбекской ССР, нижнего Поволжья и других мест покрыта мелкими одномерными песками. Такие пески на больших площадях не имеют дернового плотного покрова. В условиях жаркого сухого климата и наличия сильных ветров пески легко выдуваются и переносятся под действием ветропесчаного потока на большие расстояния, поэтому их принято называть подвижными песками. Подвижными и частично покрытыми растительностью песками занято около 800 тыс. км², в том числе в Казахстане — 314 тыс. км², Узбекистане — 94 тыс. км² и Туркмении — 240 тыс. км².

При строительстве и эксплуатации автомобильных и железных дорог в результате ветровой эрозии очень часто на отдельных участках происходит выдувание земляного полотна или противоположный процесс — на дорогах образуются песчаные заносы. Для борьбы с песчаными заносами и ветровой эрозией (выдуванием) требуются большие материальные ресурсы.

Для устранения песчаных заносов и выдувания широкое распространение получили такие эффективные методы, как механическая защита и травосеяние. Однако эти методы весьма трудоемки и не всегда осуществимы на практике. В связи с этим многие

исследователи разрабатывают эффективные методы прочного закрепления поверхности подвижных песков в придорожной полосе, на обочинах и откосах земляного полотна. При этом широко используют опыт, накопленный по укреплению грунтов в целях устройства из них слоев дорожных и аэродромных одежд. Т. И. Фазилловым, В. М. Палагишвили и другими исследователями была изучена возможность применения для укрепления поверхности подвижных песков барханного типа вяжущих материалов в виде битумной эмульсии, сырой высокосмолистой, мангышлакской нефти или полиакриламида.

Для укрепления песка применяли битумную эмульсию следующего состава (%): битум — 50; щелочь — 0,2; госсиполовая смола — 3,5 и вода — 46,3. Для увеличения глубины проникания битумной эмульсии в обрабатываемый песок целесообразно разбавлять битумную эмульсию указанного состава и предварительно пропитывать песок водой или водным раствором эмульгатора. Слой песка, пропитанный эмульсией (в среднем на глубину 8...10 мм), характеризуется пластической прочностью $P_m = 0,15 \text{ МПа}$, вполне достаточной, чтобы выдержать воздействие ветропесчаного потока, имеющего скорость до 35 м/с.

Применение битумной эмульсии эффективно сочетается с фитомелиоративными мероприятиями, поскольку в этом случае под корочкой закрепленного песка образовавшейся после распада эмульсии влажность песка на 30...35% выше, чем на незакрепленной поверхности после длительного прогрева при температуре 65...70°C.

Исследованиями Казахского филиала СоюздорНИИ установлено, что для устройства защитной пленки на поверхности песка вместо битумной эмульсии можно применять водный раствор полиакриламида.

Учитывая наличие месторождений тяжелых высокосмолистых нефтей в ряде районов, где строятся новые железные и автомобильные дороги, нефте- и газопроводы, изучалась возможность применения сырых нефтей в качестве вяжущего материала для укрепления песчаного земляного полотна от выдувания и закрепления поверхности песчаных массивов в придорожной полосе. Установлено, что под коркой песка, пропитанного нефтью, семена растений значительно лучше прорастают и приживаются. Наилучшие результаты достигаются при производстве работ в жаркие дни, когда поверхность песка нагревается до 45...50°C и более.

Рассмотренные выше исследования, а также и зарубежный опыт показывает, что для укрепления поверхности подвижных песков, а следовательно, и в целях борьбы с песчаными заносами на автомобильных и железных дорогах, весьма эффективным методом является фитомелиорация песков в сочетании с органическими вяжущими веществами.

Так же установлено, что в качестве вяжущего материала для укрепления подвижных песков, вместо эмульгированного битума, предлагается применять госсиполовую смолу. Эта смола представ-

ляет собой вязкожидкий продукт, получаемый в виде кубового остатка при дистилляции жирных кислот, которые выделяются из хлопкового соапстока масложирокомбинатов. Высокое содержание в этом вяжущем смолоподобных веществ (45%) и сходство по вязкости и температурным характеристикам с битумом МГ-70/130, а также и относительно малая стоимость госсиполовой смолы свидетельствуют о технической целесообразности ее применения взамен битума или сырой нефти.

Госсиполовую смолу необходимо применять в эмульгированном виде (25%-ной концентрации) с расходом 3,5 л/м². Эмульсию разливают после посева семян. Семена саксаула черного, адраспана и других растений дают хорошие всходы даже при очень близком контакте с госсиполовой смолой. Госсиполовую смолу применяли для укрепления подвижных песков при строительстве автомобильной дороги Чарджоу — Мары с расходом эмульсии госсиполовой смолы 25%-ной концентрации 3,5...4 л/м². Розлив производят с помощью автогудронатора.

15.5. Взаимная корреляция характеристик свойств грунтов

Многолетние и разносторонние исследования различных свойств природных грунтов, а также грунтов, укрепленных различными вяжущими, показали, что между многими их свойствами существует определенная взаимосвязь. Установлено, например, что предел прочности при сжатии цементогрунтов в зависимости от свойств грунта и состава цемента в 3—5 раз превышает предел прочности на растяжение при изгибе аналогичного по составу цементогрунта.

Физико-механические свойства грунтов зависят обычно от ряда факторов. Так, водопроницаемость грунтов зависит от зернового состава, формы грунтовых частиц, степени уплотнения грунта, температуры грунта и воды и т. д. Однако главным фактором, наиболее сильно отражающимся на коэффициенте фильтрации грунтов с нарушенной структурой, является зерновой состав.

Между различными характеристиками грунтов на основе достоверных допущений о внутренней связи процессов, протекающих в грунте, в ряде случаев могут быть установлены теоретические зависимости. Примером таких зависимостей может служить связь между параметрами компрессионной кривой и коэффициентом фильтрации грунта, вытекающая из анализа скорости деформации водонасыщенного грунта по Терцаги — Герсеванову. Используя формулы Дарси и Пуазейля, можно получить зависимость между коэффициентом фильтрации, скоростью и высотой капиллярного поднятия и т. п. Между различными характеристиками грунта, функциональная связь которых еще не может быть раскрыта теоретически, иногда удается установить эмпирические корреляционные зависимости на основе статистической обработки результатов многочисленных испытаний и практических наблюдений. Однако и в этом случае между двумя сопоставленными характеристиками грунта должна существовать связь, заключающаяся в определен-

ной зависимости обеих характеристик от некоторой основной, например корреляционной, зависимости, коэффициента фильтрации, угла внутреннего трения и сцепления от коэффициента пористости. Наличие взаимозависимости между этими характеристиками вытекает из непосредственной связи между водопроницаемостью грунтовых пор и их размерами, а также между сопротивлением сдвигу и числом контактов между частицами в грунте, возрастающим при уплотнении грунта и уменьшении его пористости. Если такой связи нет, то корреляционная зависимость будет случайной и неустойчивой.

В основе ряда установленных корреляционных связей лежит зависимость физико-механических свойств грунта от его удельной поверхности. Этим объясняется вполне устойчивая корреляционная связь между характерными влажностями грунтов, числом пластичности и содержанием в них глинистых частиц, суммарная поверхность и минеральный состав которых определяют количество воды, удерживаемой грунтом.

Хорошо прослеживается корреляционная зависимость между числом пластичности, максимальной молекулярной влагоемкостью грунта, объемной усадкой и рядом других свойств грунта. Установление корреляционных зависимостей между отдельными характеристиками грунтов в ряде случаев имеет несомненное значение. Так, в дорожном машиностроении широко используют установленную проф. А. Н. Зелениным весьма устойчивую корреляционную зависимость между сопротивлением таких грунтов резанию и характеристикой их плотности с помощью ударника СоюздорНИИ — числом ударов, необходимым для погружения в грунт цилиндрического стержня площадью 1 см^2 , грузом весом 25 Н , падающим с высоты 40 см . Количество ударов прямо пропорционально усилиям резания для любого рабочего органа при разработке разных грунтов. На этой зависимости основывается, например, принятая в странах СЭВ классификация грунтов по трудности разработки экскаваторами.

При наличии прямой функциональной зависимости, т. е. очень тесной связи $\gamma = 1 \dots 0,9$ или тесной связи $\gamma = 0,9 \dots 0,7$ между сопоставляемыми показателями свойств грунтов, можно прибегать к определению расчетным путем показателя одного свойства по величине показателя другого свойства грунта, определенного экспериментально. Обычно экспериментальным путем определяют тот показатель, который не требует сложного оборудования. Примером является использование предложенной В. И. Бируля связи между верхним пределом пластичности некоторых грунтов и значениями их оптимальной влажности при искусственном уплотнении.

Корреляционные зависимости облегчают определение некоторых характеристик грунта, но не могут заменить комплекс испытаний грунтов каким-либо одним испытанием. Параметры корреляционных зависимостей индивидуальны для каждого вида грунта. Так, корреляционная зависимость между набуханием и содержанием

глинистой фракции, которую иногда используют при зерновом анализе, резко изменяется при переходе от глин, содержащих в поглощенном состоянии Са-ионы, к глинам, содержащим Na-ионы. Поэтому надежные значения параметров корреляционных зависимостей могут быть установлены с достаточной точностью лишь на основе массовых анализов грунтов, сходных по своей физико-химической природе и условиям залегания, и не могут быть распространены на грунты другого типа и происхождения.

Классификация засоленных грунтов по степени их пригодности в дорожном строительстве

Наименование грунтов по степени засоленности	Среднее суммарное содержание легкорастворимых солей в используемом слое грунта, % по массе		Пригодность для устройства земляного полотна	Пригодность для устройства дорожных оснований и покрытий из грунтов укрепленных		
	хлоридное и сульфатно-хлоридное засоление	сульфатное и хлоридно-сульфатное засоление		цементом, известью	битумом, дегтем	карбамидными или фурфуроланилиновыми смолами
Слабо засоленные	0,3—1	0,3—0,5	Пригодны	Пригодны	Пригодны с дополнительными мерами укрепления	Непригодны
Средне засоленные	1—5	0,5—2,0	»	»	То же	»
Сильно засоленные	5—8	2—5	Пригодны с дополнительными мерами укрепления	Пригодны с дополнительными мерами укрепления	Непригодны	»
Избыточно засоленные	>8	>5	Непригодны	Непригодны	»	»

Примечания:

1. Грунты, содержащие легкорастворимые соли Na_2CO_3 и NaHCO_3 в количестве менее 0,3% и поглощенные катионы натрия (более 20% от емкости поглощения), относятся к засоленным солонцеватым грунтам.
2. При укреплении битумными материалами или синтетическими полимерными соединениями содержание соды не допускается.
3. Засоленные грунты, содержащие более 5% гипса, нельзя подвергать укреплению битумными и полимерными материалами, а при содержании более 10% — цементом или известью.
4. В пятой дорожно-климатической зоне избыточное засоление при содержании солей более 10%.

Особенностью современного развития науки о грунтах в СССР является стремление к сближению таких наук, как естественно-историческое грунтоведение, инженерная геология и механика грунтов. Исследования в области инженерной геологии доказали исключительное влияние учета особенностей залегания и происхождения грунтов на их физико-механические свойства.

Значительное разнообразие задач, возникающих при строительстве в различных условиях, явилось стимулом к созданию специфических разделов науки о грунтах, посвященных частным типам грунтов; имеющих большое распространение — вечномёрзлым, просадочным, органическим, рыхлым и насыпным, поверхностным, затронутым процессами почвообразования, искусственно укрепленным и др.

Дорожное и аэродромное строительство связано с широким использованием грунтов и часто ставит перед инженером сложные вопросы еще далеко не решенные в полной мере, например создание стабильного водно-теплового режима в меняющихся погодноклиматических условиях, обеспечение устойчивости грунтов при многократных кратковременных нагрузениях и т. п.

Основы грунтоведения и механики грунтов изложены в объеме, соответствующем требованиям и возможностям учебного плана подготовки инженеров-строителей дорог и аэродромов. Включенные в учебное пособие материалы отражают современный уровень развития техники. Однако грунтоведение и механика грунтов не являются застывшими, вполне сформировавшимися, учебными дисциплинами с четко очерченными границами. Они все время углубляются на основе достижений естественно-исторических и физико-математических наук и опыта эксплуатации возведенных сооружений.

В своей практической деятельности инженер не может ограничиваться сведениями, изложенными в учебном пособии. Ему необходимо пополнять свои знания, следя за новыми достижениями науки о грунтах, углубляя свою подготовку и расширяя свой инженерный кругозор.

- Абелев М. Ю. Слабые водонасыщенные глинистые грунты как основания сооружений. М., 1973.
- Бабков В. Ф., Бирюля А. К., Сиденко В. М. Проходимость колесных машин по грунтам. М., 1959.
- Безрук В. М. Геология и грунтоведение. М., 1985.
- Березанцев В. Г. Расчет оснований сооружений. М., 1960.
- Гольдштейн М. Н. Механические свойства грунтов. М., 1971.
- Гончарова Л. В. Основы искусственного улучшения грунтов. М., 1973.
- Сергеев Е. М., Голодковская Г. А., Зиангиров Р. С. Грунтоведение. М., 1983.
- Зеленин А. Н., Баловнев В. И., Керов И. П. Машинны для земляных работ (Основы теории разрушения грунтов, моделирование процессов, прогнозирование параметров). М., 1975.
- Ломтадзе В. О. Инженерная геология. Специальная инженерная геология. Л., 1973.
- Маслов Н. Н. Основы механики грунтов и инженерной геологии. М., 1983.
- Маслов Н. Н. Механика грунтов в практике строительства. М., 1977.
- Методическое пособие по инженерно-геологическому изучению горных пород. М., 1968.
- Покровский Г. И., Федоров И. С. Центробежное моделирование в строительном деле. М., 1968.
- Цытович Н. А., Зарецкий Ю. К. Прогноз скорости осадок оснований сооружений. М., 1967.
- Роде А. А., Смирнов В. Н. Почвоведение. М., 1972.
- Руководство по сооружению земляного полотна автомобильных дорог. М., 1982.
- Руководство по определению физических, теплофизических и механических характеристик мерзлых грунтов. М., 1973.
- Справочник по дорожно-строительным материалам / Под ред. Н. В. Горелышева. М., 1972.
- Тейлор Д. Основы механики грунтов. М., 1961.
- Терцаги К. Теория механики грунтов. М., 1961.
- Трофименков Ю. Г., Воробков Л. Н. Полевые методы исследования строительных свойств грунтов. М., 1981.
- Укрепленные грунты / Безрук В. М., Гурячков И. Л., Луканина Т. М. и др. М., 1982.
- Флорин В. А. Основы механики грунтов. М.—Л., 1959.
- Цытович Н. А. Механика грунтов. М., 1963.
- Цытович Н. А. Механика грунтов (краткий курс). М., 1983.
- Цытович Н. А. Механика мерзлых грунтов. М., 1973.
- Черкасов И. И. Механические свойства грунтов в дорожном строительстве. М., 1976.

Аллювий 65
Ангидрит 10

Битумогрунты 22
Болота 56

Верховодка 39
Вибрация 188
Влажность 29
— оптимальная 221
Воды грунтовые 39
Выпирание боковое 159

Гидрослюда 12
Гипс 10
Грунты

— засоленные 77
— известковые 225
— мерзлые 162
— просадочные 192
Глины покровные 63

Давление
— допускаемое 154
— капиллярное 153
— контактное 144
— поровое 49
Деттегрунты 226
Деформации
— пластические 158
— упругие 119
Дисперсность 7
Древса 67
Дзювий 66

Емкость обмена 13

Железняк бурый 10

Зависимость корреляционная 229
Золы-уноса 225
Зональность вертикальная 72
— горизонтальная 71
Зондирование 208
— динамическое 209

— статическое 208
Зоны дорожно-климатические 78

Кальцит 10
Кайма капиллярная 46
Каолинит 10
Катионы обменные 13
Кварц 10
Классификация грунтов 25
Комплекс поглощающий 16
Консолидация вторичная 200
Кривая компрессионная 86
Козьфициент неоднородности 23
— пористости 28
— стандартного уплотнения 29
— фильтрации 55

Лёсы 64
Лимоит 10
Липкость 34

Мерзлота вечная 73
Методы комплексные 217
Минералы глинистые 11
Модели расчетные 121
Моделирование осадок 177
Модель сжатия 195
Модуль деформации 89
— упругости 90
Монтмориллоит 11

Набухание 36
Нагрузки повторные 95
Напряжения сжимающие 146

Обследования полевые 206
Оглеение 74
Одометры 87
Осадки сооружений 191
Основания слабые 161
Отложения ледниковые 62
— моренные 61
Пластичность 31
Плотность грунта 28
— максимальная 222
— сухого грунта 28
— частиц 27

Поверхность удельная 7
Показатель консистенции 33
Пористость 28
Промерзание 59
Пучение 59
Распределение напряжений 141
Расчет осадок 184
Релаксация грунтов 117
Свойства реологические 120
Сдвиг пластический 155
Силикаты 9
Скорость деформаций 88
Слюда 9
Смеси оптимальные 220
Солончаки 77
Солонцы 76
Сопротивление резанию 172
— сдвигу 97
Состояние напряженное 126
Состав минеральный 8
— зерновой 20
Способность капиллярная 44
— обменная 16
— поглотительная 14
Стабилометры 87
Структура 17
— бинарная 217
Структуры пространственные 217
Суглинки лёссовидные 64
— покровные 63

Такыры 77
Теплоемкость 56
Теплопроводность 56
Такситропность 14
Типы почв 72
Торфы 66
Укрепление — битумом 226
— цементом 223
— дегтем 226
— известью 224
Усадка 36
Устойчивость откосов 165
— сооружений 159
Уплотнение 221
Фильтрации 52
Формы воды 38
Характеристики расчетные 213
Цементогрунты 223
Частицы глинистые 19
— коллоидные 13
— песчаные 18
— пылеватые 19
Черноземы 75
Число пластичности 32
Шпаты полевые 9

ОГЛАВЛЕНИЕ

Предисловие	3
Введение	4
<i>Раздел первый. Физическая природа грунтов</i>	<i>6</i>
<i>Глава 1. Грунты как дисперсные системы</i>	<i>6</i>
1.1. Общие сведения о грунтах	6
1.2. Состав минеральной и органической частей грунтов	8
1.3. Коллоидно-химические свойства и поглотительная способность грунтов	13
1.4. Структура грунтов	16
<i>Глава 2. Зерновой состав грунтов</i>	<i>18</i>
2.1. Форма и размер грунтовых частиц, их свойства	18
2.2. Понятие о зерновом и микроагрегатном составе грунтов	20
2.3. Методы определения зернового состава грунтов	20
2.4. Классификация грунтов по зерновому составу	23
<i>Глава 3. Показатели физического состояния и свойств грунтов</i>	<i>26</i>
3.1. Характеристики состояния грунтов	26
3.2. Плотность грунтов. Пористость и степень уплотнения	27
3.3. Характерная влажность и пластичность грунтов. Консистенция грунтов	30
3.4. Связность, липкость, набухание и усадка грунтов	33
<i>Глава 4. Водные и тепловые свойства грунтов</i>	<i>37</i>
4.1. Физическое состояние и формы воды в грунтах	37
4.2. Состав и свойства грунтовых подземных вод	39
4.3. Схемы одно-, двух- и трехфазного грунтов	41
4.4. Капиллярные явления в грунтах	43
4.5. Перемещение воды в грунтах. Поровое давление	48
4.6. Негравитационные виды перемещения воды в грунтах	50
4.7. Водопроницаемость грунтов	51
4.8. Методы экспериментального определения коэффициента фильтрации грунтов	53
4.9. Тепловые свойства грунтов	56
4.10. Водный и тепловой режим поверхностной толщи грунтов и земляного полотна	57
<i>Раздел второй. Грунты СССР и их распространение</i>	<i>60</i>
<i>Глава 5. Характерные грунты СССР и дорожно-климатическое районирование</i>	<i>60</i>
5.1. Классификация грунтов по их генезису и свойствам	60
5.2. Типы грунтов, наиболее распространенных на территории СССР	62
5.3. Почвообразовательный процесс и главные его факторы	67
5.4. Генетическая классификация почв и их зональность в природе	71
5.5. Почвенные зоны и их характеристики. Типы почв на территории СССР	72
5.6. Краткая характеристика дорожно-климатических зон	78

<i>Раздел третий. Сопротивление грунтов нагрузкам</i>	80
<i>Глава 6. Сопротивление грунтов сжатию</i>	80
6.1. Процессы, происходящие в грунте при действии нагрузки	80
6.2. Закономерности сжатия грунтов	82
6.3. Модуль деформации и модуль упругости грунтов	89
6.4. Деформации грунтов при кратковременных и многократно прилагаемых нагрузках	94
<i>Глава 7. Сопротивление грунтов сдвигу</i>	96
7.1. Общие закономерности сопротивления грунтов сдвигу	96
7.2. Сопротивление связных грунтов сдвигу	100
7.3. Сопротивление сыпучих грунтов сдвигу	104
7.4. Методы экспериментального определения сопротивления грунтов сдвигу	105
<i>Глава 8. Прочность грунтов</i>	111
8.1. Напряженное состояние и прочность грунтов	111
8.2. Изменение прочности грунтов во времени (реологические свойства грунтов)	116
8.3. Прочность грунтового массива и расчетные схемы его сопротивления внешним нагрузкам	121
<i>Глава 9. Напряжения в грунтах</i>	126
9.1. Напряженное состояние грунтов	126
9.2. Методы расчета напряжений в однородных грунтах	128
9.3. Распределение напряжений в неоднородных грунтах и основаниях слоистых дорожных одежд	141
9.4. Распределение давления на грунт по подошве нагруженных площадок	148
9.5. Влияние внутренних сил в грунте на напряженное состояние грунтового массива	151
<i>Глава 10. Допускаемые нагрузки на грунт</i>	154
10.1. Понятие о допустимом давлении на грунт	154
10.2. Определение допускаемого давления на грунт при условии ограничения зоны пластических сдвигов в грунте	155
10.3. Устойчивость грунтовых оснований из условия предельного равновесия	158
10.4. Устойчивость сооружений на слабых основаниях	161
<i>Глава 11. Особые случаи сопротивления грунтов нагрузкам</i>	162
11.1. Сопротивление нагрузкам мерзлых грунтов	162
11.2. Устойчивость грунтовых откосов от обрушения	165
11.3. Расчетные схемы в особых случаях воздействия нагрузок на грунт	170
11.4. Моделирование осадок сооружений	177
<i>Раздел четвертый. Осадки</i>	179
<i>Глава 12. Расчеты осадок фундаментов и дорожных насыпей</i>	179
12.1. Методы расчета конечной величины осадок	179
12.2. Осадки и деформации грунтов при воздействии вибрационных и ударных нагрузок	186
12.3. Осадки сооружений на просадочных и мерзлых оттаивающих грунтах	191
12.4. Скорость протекания осадки сооружений	193
12.5. Некоторые практические приложения теории сжатия водонасыщенных грунтов	202

<i>Раздел пятый. Полевые обследования и принципы лабораторных исследований грунтов</i>	207
<i>Глава 13. Полевые обследования грунтов</i>	207
13.1. Полевые обследования грунтов в условиях естественного залегания	207
13.2. Испытание грунтов в буровых скважинах	208
<i>Глава 14. Принципы лабораторных испытаний грунтов</i>	211
14.1. Основные требования к испытаниям грунтов	211
14.2. Определение расчетных характеристик грунтов	214
<i>Раздел шестой. Искусственное улучшение свойств грунтов</i>	216
<i>Глава 15. Методы укрепления грунтов</i>	216
15.1. Основные принципы укрепления, классификация методов укрепления и требования к укрепленным грунтам	216
15.2. Улучшение свойств грунтов введением добавок и уплотнением	220
15.3. Укрепление грунтов минеральными вяжущими материалами	223
15.4. Укрепление грунтов органическими вяжущими материалами	226
15.5. Взаимная корреляция характеристик свойств грунтов	229
Приложение I	232
Заключение	233
Литература	234
Предметный указатель	235