

К. Терцаги, Т. Покс

**МЕХАНИКА
ГРУНТОВ
В ИНЖЕНЕРНОЙ
ПРАКТИКЕ**

Иосиф Терцаги
1968

ГОСУДАРСТВЕННОЕ
ИЗДАТЕЛЬСТВО
ЛИТЕРАТУРЫ
ПО СТРОИТЕЛЬСТВУ,
АРХИТЕКТУРЕ
и
СТРОИТЕЛЬНЫМ
МАТЕРИАЛАМ

К. ТЕРЦАГИ и Р. ПЕК

МЕХАНИКА ГРУНТОВ В ИНЖЕНЕРНОЙ ПРАКТИКЕ

Перевод с английского

А. В. СУЛИМА-САМУИЛО

Под редакцией

проф. М. Н. ГОЛЬДШТЕЙНА

ГОСУДАРСТВЕННОЕ ИЗДАТЕЛЬСТВО
ЛИТЕРАТУРЫ ПО СТРОИТЕЛЬСТВУ, АРХИТЕКТУРЕ
И СТРОИТЕЛЬНЫМ МАТЕРИАЛАМ

Москва—1958

Научный редактор
канд. техн. наук М. П. БЕЛИКОВ

Книга содержит основы грунтоведения и механики грунтов и подробное изложение практики их применения к проектированию оснований и земляных сооружений.

Книга рассчитана на широкие круги инженеров-строителей и проектировщиков, а также на специалистов в области геотехники.

ОГЛАВЛЕНИЕ

От редактора		7
Предисловие		12
Обозначения		14
Введение		19

ЧАСТЬ А

ФИЗИЧЕСКИЕ СВОЙСТВА ГРУНТОВ

Глава I. Индексационные свойства грунтов

§ 1.	Практическое значение индексационных свойств	22
§ 2.	Основные типы грунтов	23
§ 3.	Размеры и форма грунтовых частиц	29
§ 4.	Свойства очень мелких фракций грунта	30
§ 5.	Механический анализ грунтов	38
§ 6.	Гранулометрическая классификация грунтов	40
§ 7.	Грунтовый агрегат	45
§ 8.	Консистенция и чувствительность глин	52
§ 9.	Минимальные требования, которым должно удовлетворять правильное описание грунтов	59

Глава II. Гидравлические и механические свойства грунтов

§ 10.	Значение гидравлических и механических свойств грунтов ,	64
§ 11.	Водопроницаемость грунтов	—
§ 12.	Эффективное и нейтральное давление. Критический градиент	76
§ 13.	Сжимаемость ограниченных пластов грунта	81
§ 14.	Консолидация слоев глины	101
§ 15.	Сопrotивление грунтов сдвигу	105
§ 16.	Испытание на трехосное сжатие	122
§ 17.	Сдвиговые характеристики плавуча и мягкой глины	129
§ 18.	Напряжения и деформации в грунтах	134
§ 19.	Влияние вибрации на грунты	140

Глава III. Дренаж грунтов

§ 20.	Зеркало воды, влажность грунта и капиллярные явления . .	144
§ 21.	Методы дренирования	150

ЧАСТЬ Б

ТЕОРЕТИЧЕСКАЯ МЕХАНИКА ГРУНТОВ

Глава IV. Пластическое равновесие в грунтах

§ 22.	Основные положения	167
§ 23.	Состояния пластического равновесия	168
§ 24.	Давление грунта по теории Ренкина	175
§ 25.	Влияние трения по стене на форму поверхности скольжения	183
§ 26.	Активное давление грунта на подпорные стенки по теории Кулона	184

§ 27. Точка приложения давления земли	190
§ 28. Пассивное давление грунта на шероховатые контактные поверхности	193
§ 29. Несущая способность фундаментов мелкого заложения	199
§ 30. Несущая способность свай и опор	209
§ 31. Устойчивость откосов	215
§ 32. Давление грунта на крепление котлованов	228
§ 33. Арочный эффект в грунтах	235

Глава V. Осадки и контактное давление

§ 34. Введение	237
§ 35. Вертикальные напряжения в грунте под загруженными участками	239
§ 36. Осадка фундаментов	244
§ 37. Контактное давление и теории упругой постели	249

Глава VI. Гидравлика грунтов

§ 38. Область гидравлических проблем	255
§ 39. Фильтрационные расчеты	257
§ 40. Механизм подмыва	268
§ 41. Теория консолидации	271
§ 42. Устойчивость земляных плотин	281

часть B

ВОПРОСЫ ПРОЕКТИРОВАНИЯ И СТРОИТЕЛЬСТВА

Глава VII. Разведка грунтов

§ 43. Задачи и возможности разведки грунтов	294
§ 44. Методы разведки грунта	297
§ 45. Программа разведки грунта	327

Глава VIII. Давление грунта и устойчивость откосов

§ 46. Подпорные стенки	355
§ 47. Дренажирование перед разработкой котлованов	374
§ 48. Горизонтальное крепление открытых котлованов	388
§ 49. Устойчивость естественных склонов и откосов выемок	401
§ 50. Уплотнение грунтов	421
§ 51. Проектирование насыпей, дамб и земляных плотин	431
§ 52. Устойчивость основания насыпей	445

Глава IX. Фундаменты

§ 53. Фундаменты сооружений	461
§ 54. Раздельные фундаменты	468
§ 55. Сплошные фундаментные плиты	502
§ 56. Свайные фундаменты	516
§ 57. Опоры	548
§ 58. Основания плотин	558
§ 59. Мероприятия по предотвращению подмыва	568

Глава X. Осадки, вызванные особыми причинами

§ 60. Осадки, вызванные производством строительных работ	582
§ 61. Осадки, вызванные понижением уровня грунтовых вод	592
§ 62. Осадки, вызванные вибрациями	569
§ 63. Осадки, вызванные коррозией бетона	599
Приложение. Различные вопросы расчета и проектирования	604

ОТ РЕДАКТОРА

К. Терцаги принадлежит целый ряд исследований в области механики грунтов, сыгравших важную роль в развитии этой науки.

Характеризуя развитие механики грунтов, он писал в предисловии к «Теоретической механике грунтов», изданной им в 1943 г., что «вслед за установлением первых теоретических принципов последовал период, характеризующийся ошибочными обобщениями и тенденцией к необоснованному применению теории. Чтобы быть полезным, знание теории должно быть связано с правильными представлениями как о физических свойствах реальных грунтов, так и о разнице между поведением грунтов в лаборатории и в поле. В противном случае инженер не сможет оценить степень погрешности в его расчетах. Свойства реальных грунтов и их поведение в естественных условиях будут рассмотрены в отдельном томе».

Настоящая книга и представляет собой перевод этой работы, написанной К. Терцаги совместно с Р. Б. Пеком в 1948 г.

Хотя со времени написания этой книги по многим вопросам получены новые материалы, основная часть ее содержания не устарела и представляет большой интерес для строителей.

Книга состоит из трех неодинаковых по объему частей. Первые две, посвященные физическим свойствам грунтов и методам расчета, имеют чисто справочный характер, хотя и содержат ряд новых данных и предложений. Так, в первой части приведены новые методы визуальной оценки физикомеханических свойств грунтов и полевая классификация последних на основе таких исследований, составленная применительно к геологическим условиям США.

Много интересного найдет читатель в главах, посвященных гидравлическим и механическим испытаниям грунтов. Большое значение имеет новое представление о так называемой плавунной структуре глин и о причинах изменения их механических свойств при нарушении структуры. Авторы полемизируют с А. Казагранде по вопросу об условиях разжижения водонасыщенных песков. Необходимо, однако, указать, что в этом вопросе советские исследователи ушли далеко вперед.

В конце первой части книги приведена таблица рекомендуемого перечня исследований для оценки физико-механических свойств основных видов грунтов по предлагаемой авторами классификации последних.

Во второй части книги, излагающей основы собственно механики грунтов, много внимания уделено критическому анализу различных современных теорий и методов расчета оснований и земляных сооружений. Однако авторы не ограничиваются только критическими замечаниями и приводят многочисленные указания и рекомендации по этим вопросам. Так, например, критикуя недостатки современных методов расчета подпорных стен, исходящих из теории предельного равновесия сыпучей среды, они предлагают для практического применения полуэмпирические формулы, учитывающие особенности реального поведения засыпки за подпорными стенками.

Излагая методы расчета устойчивости откосов, они дают ряд упрощенных приемов и, в частности, очень простой способ учета гидродинамического давления. Ряд новых и интересных соображений высказан по вопросу об арочном эффекте в грунтах, о распределении напряжений по подошве фундаментов, о фильтрационных расчетах и о механизме подмыва плотин.

Однако эта часть книги сильно проигрывает в глазах нашего читателя из-за отсутствия в ней разработанных выдающимися советскими исследователями методов расчета осадок, теории предельного равновесия, теории балок на упругом основании, теорий консолидации и ползучести.

Основное содержание книги сконцентрировано в третьей, наибольшей по объему, части. Эта часть открывается большой главой, посвященной методам инженерно-геологической разведки. Авторы уделяют здесь много внимания приемам и методам испытания механических свойств грунтов в условиях естественного залегания, в особенности методу зондирования путем забивки в грунт пенетрометров различной конструкции.

В литературе по механике грунтов распространено утверждение, что предельную несущую способность сыпучих грунтов следует определять, исходя из сопротивления последних выпиранию из-под фундамента, а связных — по максимальной допускаемой для сооружения осадке. Читатель с интересом отнесется к развиваемому в книге совершенно противоположному взгляду, а именно, что допускаемое давление на сыпучие грунты нужно определять, исходя из допускаемой осадки сооружений, а несущая способность глинистых грунтов зависит от их сопротивления выпиранию. Большой интерес представляет также попытка составить таблицу допускаемых напряжений на грунты непосредственно в зависимо-

сти от результатов стандартных испытаний на пенетрацию и от прочности грунта на одноосное сжатие.

Много полезных данных приведено в главах, посвященных давлению грунтов на крепление котлованов, вопросам устойчивости откосов и проектированию оснований земляных сооружений. Ряд новых положений развивается и по вопросу о работе свайных фундаментов.

Особое внимание читателя обращается на освоение накопленного в геотехнике практического опыта. Книга насыщена описанием многочисленных примеров из практики строительства. Вместе с тем отмечается, что инженер, опираясь на этот опыт, должен одновременно иметь в виду, что почти каждая новая практическая задача обладает такими характерными особенностями, которые не встречались ранее. Авторы приходят к выводу, что более или менее точные решения могут быть получены лишь для очень ограниченного круга практических задач и что в сколько-нибудь сложных геологических условиях необходимо прибегать к эмпирическим или полуэмпирическим формулам и правилам.

Эта точка зрения авторов во многом является спорной. Только единство теории и практики, их синтез могут обеспечить успешное развитие науки. Недаром Терцаги, противореча самому себе, вынужден в этой же книге неоднократно подчеркивать важность изучения теории и выдвигает целый ряд задач перед механикой грунтов.

Авторы считают также, что применение современных высокоспециализированных методов отбора и испытания образцов грунта может быть оправдано лишь в исключительных случаях. Все эти методы либо не дают надежных, а иногда и просто правильных результатов, либо слишком дороги, длительны и громоздки.

Предлагая резко уменьшить объем испытаний грунтов и упростить расчетную процедуру, авторы считают необходимым в случае ответственных сооружений и сложных геологических условий вести тщательные наблюдения в процессе строительства с тем, чтобы на основе получаемых данных вносить затем на ходу соответствующие коррективы в проект.

Только наблюдения и испытания, ведущиеся с момента вскрытия котлована и приложения к грунту первых нагрузок, могут помочь правильно оценить несущую способность и устойчивость основания и своевременно наметить те меры, которые должны быть предприняты для обеспечения надежности и экономичности сооружения.

Следует подчеркнуть, что очень многие из вопросов, рассматриваемых в книге, тесно соприкасаются с такими науками, как инженерная геология и грунтоведение. Таким образом, эта книга является не только своеобразным мостом между механикой грунтов и этими науками, но известным их

синтезом. Вместе с тем она охватывает и такие вопросы, которые связаны с производством строительных работ, как например, давление грунта на временное крепление котлованов, сопротивление грунта забивке свай, методы искусственного уплотнения грунтов, водопонижение, химическое закрепление и т. п., для которых К. Терцаги позднее предложил общее название «геотехнология».

Большим и серьезным недостатком книги является то, что в ней не нашли отражения многие важные исследования, выполненные в СССР. Правда, авторы довольно подробно описывают замечательный опыт геотехнических исследований на строительстве Свирьской гидроэлектростанции. Однако советские исследователи имеют крупнейшие достижения почти по всем вопросам, рассматриваемым в книге. Так, например, по вопросам строительства сооружений на лессовидных грунтах наши ученые уже давно и далеко опередили зарубежных. То же относится и к влиянию вибраций на грунты. В книге даже не упоминается о несомненно лучшей из всех предложенных динамической формуле Н. М. Герсевича для расчета свай. Нет никаких ссылок на выдающиеся работы советских ученых в области физики и химии грунтов и инженерной геологии.

В книге не нашли также отражения замечательные успехи советских строителей в области возведения крупнейших в мире плотин на сжимаемых основаниях, гидромеханизации, применения свай-оболочек, вибрационного метода забивки свай, вибробурения, водопонижения и т. п., подробные сведения о которых читатель может найти в отечественной литературе.

Следует заметить, что рекомендуемый авторами во многих случаях кессонный метод в СССР почти не применяется.

Необходимо также отметить, что, описывая опыт проектирования и строительства Свирьской ГЭС, авторы не подчеркнули, что именно на этом строительстве впервые в мире были организованы геотехнические наблюдения в процессе самого строительства, позволившие внести важные коррективы в проект. С тех пор организация подобных геотехнических станций и лабораторий на строительстве крупных гидротехнических сооружений в СССР стала обычной практикой, и в этой области у нас накоплен большой опыт.

Несмотря на указанные выше недостатки книги и на дискуссионность ряда положений, она представляет значительный интерес и выход ее в русском переводе принесет, несомненно, пользу как практикам-строителям и изыскателям, так и лицам, ведущим исследовательскую работу в области геотехники.

При переводе этой книги возникли значительные затруднения из-за множества новых терминов, введенных Терцаги

и Пеком. Переводя соответствующие термины на русский язык, мы стремились придерживаться как можно ближе смысла оригинала. В ряде случаев новые термины не совпадают с предлагавшимися самим К. Терцаги в его прежних работах. Это, например, относится к формам консистенции. Вместо привычных для нас терминов: полутвердая, тугопластичная, пластичная, текучепластичная и т. д., авторы предлагают для ненарушенных грунтов термины: жесткая (в СССР обычно этот термин применяется для оценки консистенции бетонной смеси), средняя, мягкая консистенция. Даже для самого слова «консистенция» авторы дают определение, несколько отличающееся от общепринятого.

Кроме того, они пользуются различными терминами при полевой и лабораторной характеристике консистенции. Пределы консистенции определяются для ненарушенных грунтов по прочности на одноосное сжатие, а для нарушенных — по Аттербергу. Подобных случаев много, и это создавало значительные трудности при редактировании перевода.

Чтобы дать читателю возможность наведения необходимых справок, в переводе сохранен список основной зарубежной литературы, цитированной авторами.

Проф. М. Н. ГОЛЬДШТЕИН

ПРЕДИСЛОВИЕ

Возникновение механики грунтов несколько десятилетий тому назад было вызвано необходимостью. По мере расширения круга практических задач, связанных с грунтами, становилась все более и более очевидной недостаточность научной базы для их разрешения. Попытки выправить создавшееся положение были начаты почти одновременно в США и в Европе, и в течение короткого времени были достигнуты внушительные результаты. Первые успехи в этой области были настолько ободряющими, что, казалось, уже возникает новая ветвь теории сооружений. Размах и глубина теоретических изысканий быстро возрастали. До высокой степени совершенства развились экспериментальные методы. И хотя без результатов этих интенсивных исследований был бы невозможен рациональный подход к проблемам геотехники, однако быстрое развитие механики грунтов, к сожалению, сопровождалось одним нежелательным психологическим эффектом.

От внимания ряда исследователей и ученых стали ускользать многочисленные ограничения, налагаемые природой на приложение математики к проблемам геотехники. Соответственно, все большее и большее внимание сосредоточивалось на совершенствовании методов отбора и испытания образцов грунта и на тех, собственно, не очень многочисленных задачах, которые могут быть решены точно. Однако такие решения получаются лишь тогда, когда пласты грунта практически однородны и непрерывны в горизонтальном направлении. Но в этом случае для получения результатов, соответствующих действительности, необходимо применять столь высоко специализированные методы отбора и испытания образцов грунта, что это может быть оправдано лишь в исключительных случаях.

Для подавляющего большинства практических задач достаточно иметь лишь приближенное решение, и если оно не достигается простыми способами, то его вообще нельзя получить. В тех случаях, когда не представляется возможным найти приближенное решение, следует наблюдать за поведением грунта во время строительства, корректируя проект в соответствии с получаемыми данными. Всеми этими фактами нельзя пренебрегать, если мы не хотим вступить в противоречие с основными целями механики грунтов, и именно это обстоятельство предопределило характер данной книги.

Часть А посвящена физическим свойствам грунтов, а

часть Б — теоретической механике грунтов. Обе эти части очень коротки, но они содержат все, что необходимо в настоящее время знать студентам-строителям и рядовым инженерам. Однако душой книги является часть В. В ней рассматриваются способы, позволяющие избежать нерациональных расходов при производстве земляных работ и сооружении фундаментов, несмотря на сложность структуры естественных грунтов и на неизбежную недостаточность наших представлений о действительных грунтовых условиях.

Для достижения этой цели инженер должен использовать все возможности, которые ему предоставляют накопленный опыт, теория и результаты испытания грунтов. Однако все это окажется бесполезным, если не проявить достаточной вдумчивости, так как почти каждая практическая задача в области геотехники содержит по меньшей мере несколько характерных особенностей, не имевших ранее прецедента.

Каждая практическая задача, рассмотренная в части В, начинается с критического обзора традиционных методов с последующим постепенным переходом к тем достижениям, которые были получены в результате развития механики грунтов. Поэтому мы советуем опытному инженеру начать чтение книги именно с этой части. Части А и Б могут быть использованы лишь для справок по тем вопросам, с которыми читатель недостаточно знаком. Это освободит от необходимости освоить значительный по объему материал до того, как будет понято его значение для интересующих читателя вопросов.

Отдельные приемы решения практических задач, рассматриваемые в части В, могут изменяться по мере накопления опыта, и некоторые из них, возможно, устареют через несколько лет, если они являются лишь временным выходом из положения. Однако мы полагаем, что полуэмпирический подход, рекомендуемый в части В, и в будущем не утратит своей ценности.

В конце каждого параграфа части В приведен краткий список литературы. При выборе ее предпочитались те работы, которые развивают способность и умение проведения тщательных и осмысленных наблюдений в полевых условиях.

Следует отметить, что дискуссия, опубликованная в конце некоторых из перечисленных в списке работ, содержит иногда более ценные сведения, чем непосредственно сами эти работы.

Так как область геотехники слишком широка, чтобы ее можно было охватить в одной книге, ряд важных вопросов, как, например, строительство автомобильных дорог, аэропортов и тоннелей, пришлось исключить. Однако мы привели в приложении краткий список литературы, относящейся к этим областям.

ОБОЗНАЧЕНИЯ

Обозначения, используемые в тексте, в основном совпадают с предложенными в 1941 г. Американским обществом инженеров-строителей, хотя, во избежание путаницы, в ряде случаев допущены некоторые отклонения.

Если рядом с обозначением не указывается размерность, то оно относится к отвлеченной величине.

A (см ²)	— площадь
A_r	— характеристика грунтоноса.
a_v (см ² /г)	— коэффициент сжимаемости.
B (см)	— ширина.
C (любая размерность)	— константа.
$C(\tau)$	— равнодействующая сила сцепления.
$C_a(\tau)$	— равнодействующая внешнего сцепления (адгезии).
C_c	— коэффициент компрессии грунта в условиях естественного залегания; показатель подземного контура.
C'_c	— коэффициент компрессии нарушенного грунта.
C_s	— коэффициент набухания.
C_r	— относительная консолидация.
C_w	— приведенный показатель подземного контура.
c (г/см ²)	— сцепление.
c (см)	— постоянная в формуле Веллингтона.
c_v (см ² /сек)	— коэффициент консолидации.
D (см)	— диаметр зерна; глубина; диаметр; расстояние между центрами свай.
D_{10} (см)	— эффективный диаметр зерен грунта.
D_f (см)	— глубина заложения фундамента.
D_r	— относительная плотность сыпучего грунта.
d (см)	— диаметр свай; расстояние.
E (г/см ²)	— модуль упругости (если E относится к определенному напряженному состоянию или диапазону напряжений, то употребляются индексы).
E (в)	— разность электрических потенциалов.
e	— коэффициент пористости; основание натуральных логарифмов.
e (кулон/см ²)	— электрический заряд на единицу площади.
e_0	— коэффициент пористости в максимально рыхлом состоянии.
e_{min}	— коэффициент пористости в максимально плотном состоянии.
e_w	— объем воды на единицу объема твердого вещества (для насыщенного грунта $e_w = e$).
e_c	— критический коэффициент пористости.
F (г)	— реакция; равнодействующая.
f_s (г/см ²)	— сумма сил трения и внешнего сцепления между грунтом и сваями или опорой.
f	— коэффициент трения между грунтом и подошвой сооружения.

f_0 (1/сек)	— собственная частота при вибрации.
f_1 (1/сек)	— вынужденная частота при вибрации.
G_a	— коэффициент воздухосодержания.
G_s	— коэффициент запаса.
H (см)	— толщина пласта (за исключением случая консолидации; в этом случае — толщина полузакрытого слоя или половина толщины открытого слоя).
H (см)	— высота падения молота (забивка свай).
H_c (см)	— критическая высота откоса.
h (см)	— разность напоров.
h_1 (см)	— полная разность напоров.
ΔH (см)	— разность положений (гидравлика).
h_w (см)	— пьезометрическая высота.
Δh (см)	— падение потенциала (гидравлика).
h_c (см)	— высота капиллярного поднятия; критический напор при разрушении от подмыва.
h_{cc} (см)	— высота слоя полного насыщения у дренированного грунта.
h_{cr} (см)	— критический напор при разрушении от подмыва согласно расчету по методу подземного контура.
h_r	— относительное давление пара.
h_{ra}	— относительная влажность.
I_w	— число пластичности.
i	— гидравлический градиент.
i_c	— критический гидравлический градиент.
i_p (г/см ³)	— градиент давления.
K	— соотношение между горизонтальным и вертикальным давлением в данной точке массы грунта.
K_0	— коэффициент давления грунта в состоянии покоя (значение K для начального состояния упругого равновесия).
K_a	— коэффициент активного давления грунта.
K_p	— коэффициент пассивного давления грунта.
K (см ²)	— коэффициент проницаемости.
K_s (г/см ³)	— коэффициент постели.
k (см/сек)	— коэффициент фильтрации.
k_1 (см/сек)	— коэффициент фильтрации в направлении, параллельном плоскостям напластования.
k_{II} (см/сек)	— коэффициент фильтрации в направлении, перпендикулярном плоскостям напластования.
k_r (см/сек)	— коэффициент фильтрации нарушенной глины.
k_h, k_v (г/см ³)	— коэффициент при расчете давления засыпки на подпорную стенку.
L (см)	— длина подземного контура (линии просачивания); длина
L_w	— предел текучести.
l (см)	— длина.
M_c (г/см)	— момент сил сцепления.
m_v (см ² /г)	— коэффициент объемной компрессии.
N	— безразмерный коэффициент (N_c, N_1 и N_q — коэффициенты несущей способности; N_s — коэффициент устойчивости в теории устойчивости откосов); число ударов по грунтоносу при проведении стандартного испытания на пенетрацию.
N_φ	— показатель течения; равен $tg^2 (45 + \frac{\varphi}{2})$.
N_d	— количество равных падений потенциала (гидравлика).
N_f	— число полос течения (гидравлика).
n	— пористость; число свай в кусте.

- n_a — отношение расстояния от дна котлована до точки приложения давления грунта к полной высоте крепления.
- n_d — фактор глубины (в теории устойчивости откосов).
- n_g — интенсивность землетрясения.
- P^g — процент зерен, меньших данного диаметра.
- P (г или г/см) — равнодействующая давления.
- PA (г/см) — активное давление грунта при отсутствии арочного эффекта (в теории подпорных стенок; активное ренкиновское состояние).
- Pa (г/см) — активное давление грунта при наличии арочного эффекта (в теории крепления котлованов).
- Pr (г/см) — пассивное давление грунта. Может быть подразделено на P'_P , которое зависит от объемного веса грунта, и P''_P , которое зависит от сцепления и дополнительной пригрузки. P''_P может быть соответственно подразделено на P_c и P_q .
- ΔPA (г/см) — активное давление грунта, вызванное линейной нагрузкой.
- P_w (г/см) — равнодействующая давления воды.
- P_w — предел пластичности.
- p (г/см²) — давление или нормальное напряжение; реакция основания.
- $p_{1,2,3}$ (г/см²) — наибольшее, среднее и наименьшее главные напряжения.
- p_h (г/см²) — горизонтальное давление на вертикальную плоскость.
- p_v (г/см²) — вертикальное давление на горизонтальную плоскость.
- p_{Σ}^* (г/см²) — боковое давление при ограничении бокового расширения; всестороннее давление.
- $\overline{pA}$ (г/см²) — интенсивность активного давления грунта.
- $\overline{p}$ (г/см²) — эффективное давление (черточка может быть опущена).
- p_0 (г/см²) — начальное давление; бытовое давление.
- p_0 (г/см²) — максимальное уплотняющее давление на грунт в условиях естественного залегания.
- Δp_0 (г/см²) — временное избыточное давление вышележащего грунта.
- Δp (г/см²) — приращение давления; консолидационное (уплотняющее) напряжение.
- p' (г/см²) — максимальное уплотняющее давление на образцы при испытании на сдвиг.
- p_q (г/см²) — увеличение давления на подпорную стенку, вызванное сплошной нагрузкой на засыпке интенсивностью q .
- p'_q (г/см) — увеличение давления на подпорную стенку, вызванное линейной нагрузкой q' на засыпке вдоль линии, параллельной гребню.
- pa (г/см²) — начальное уплотняющее давление на образцы, испытываемые на сдвиг; атмосферное давление.
- p_{cr} (г/см²) — давление, соответствующее равному сопротивлению сдвигу данного грунта при испытаниях на медленный и консолидированно-быстрый сдвиг.
- p_k (г/см²) — капиллярное давление.
- p_s (г/см³) — фильтрационное давление.
- p_u (г/см²) — давление, соответствующее точке b на рис. 22,а.
- Q (см³ или см²) — полный расход в единицу времени.
- Q (г) — сосредоточенная нагрузка.
- Q_a (г) — допускаемая нагрузка на сваю.
- Q_c (г) — предельная несущая способность куста свай.
- Q_d (г) — предельное статическое сопротивление свай.

- Q_d (г или г/см) — критическая нагрузка на башмак или опору на плотном или жестком грунте; может быть подразделена на Q' , зависящую от веса грунта, и Q'' , зависящую от сцепления и пригрузки. Несущая способность опоры круглого сечения обозначается через Q_{dr} , а квадратного через Q_{ds} .
- Q'_d (г или г/см) — критическая нагрузка на башмак или опору на рыхлом или мягком грунте.
- Q_{dy} (г) — динамическое сопротивление сваи (при забивке).
- Q_f (г) — суммарное сопротивление трения (ствола сваи).
- Q_p (г) — сопротивление острия сваи.
- Q_{pr} (г) — критическая нагрузка на подошву опоры.
- Q_t (г) — избыточная нагрузка на башмак или плиту, состоящая из постоянной нагрузки Q_{dn} и временной — Q_t ; нагрузка на сваю, состоящая из Q — нагрузки от сооружения, и $Q' + Q''$ — нагрузки от отрицательного трения по стволу.
- q (г/см²) — интенсивность равномерно распределенной нагрузки; интенсивность пригрузки на поверхности засыпки; дополнительное осевое давление (при трехосном испытании).
- q' (г/см) — равномерно распределенная линейная (погонная) нагрузка.
- q_a (г/см²) — допускаемое давление на грунт.
- q_c (г/см²) — прочность при трехосном сжатии.
- q_d (г/см²) — предельная несущая способность плотного или жесткого грунта. Эта же величина для рыхлого или мягкого грунта обозначается q'_d . Несущая способность для круглого фундамента обозначается q_{dr} , для квадратного фундамента q_{ds} и для удлиненного фундамента q_{do} .
- q_u (г/см²) — прочность на одноосное сжатие.
- r (см) — радиус.
- r_f (см) — радиус круга трения (в теории устойчивости откосов).
- S (г/см) — полное сопротивление сдвигу по подошве плотны.
- S (см) — осадка; отказ сваи.
- S_e (см) — временное упругое сжатие сваи при ударе молота.
- S_r — степень насыщения.
- S_t — степень чувствительности.
- S_w — предел усадки.
- s (г/см²) — сопротивление сдвигу.
- T (в градусах С) — температура
- T_s (г/см) — поверхностное натяжение жидкости.
- T_v — фактор времени (в теории консолидации).
- T_w — предел липкости.
- t (сек) — время.
- t (г/см²) — напряжение сдвига.
- U (г/см) — полное нейтральное давление по подошве плотны.
- U — степень консолидации; коэффициент однородности = $= D_{60}/D_{10}$.
- u (г/см²) — избыточное гидростатическое давление.
- u_w (г/см²) — нейтральное напряжение; давление в поровой воде (поровое давление).
- V (см³) — полный объем.
- V_v (см³) — полный объем пор.
- v (см/сек) — скорость фильтрации.
- v_s (см/сек) — истинная скорость фильтрации.
- W (г или г/см) — вес.
- W_H (г) — вес молота для забивки свай.

W_P (г)	— вес свай.
W_s (г)	— эффективный вес грунта, замещенного фундаментом или подвальным этажом.
w	— влажность в процентах к весу скелета.
z (см)	— глубина.
z_c (см)	— глубина трещин растяжения.
α	— угол.
β (градусы)	— угол наклона откоса (угол откоса).
γ (г/см ³)	— объемный вес (скелет + вода + воздух).
γ' (г/см ³)	— взвешенный объемный вес грунта.
γ_d (г/см ³)	— объемный вес грунта, если вода полностью замещена воздухом (объемный вес скелета).
γ_{dr} (г/см ³)	— объемный вес скелета нарушенного образца грунта (для ненарушенного — γ_{di}).
γ_w (г/см ³)	— удельный вес воды.
γ_s (г/см ³)	— удельный вес грунта (твердых составляющих).
Δ	— приращение.
δ	— угол трения о стенку; угол между равнодействующей напряжений по площадке и нормалью к площадке.
ε	— относительная деформация.
η (г сек/см ²)	— вязкость.
θ (градусы)	— угол; центральный угол.
μ	— коэффициент Пуассона; микрон.
Φ	— потенциал скоростн (гидравлика).
φ (градусы)	— угол внутреннего трения; угол сопротивления сдвигу в уравнении Кулона.
φ_a (градусы)	— угол сопротивления сдвигу для частично насыщенной глины.
φ_{cq} (градусы)	— угол сопротивления сдвигу при консолидированно-быстром испытании.
φ_s (градусы)	— угол сопротивления сдвигу при медленном испытании.
$\ln a$	— натуральный логарифм a .
$\lg a$	— логарифм a при основании 10.
ab	— расстояние между a и b , измеренное по прямой линии.
ab	— расстояние между a и b , измеренное вдоль дуги.
$\approx$	— означает «приблизительно равно».
15.3	— означает уравнение 3 в § 15.
[50.2]	— означает ссылку на литературный источник в списке, приведенном в конце параграфа (в данном случае § 50).

ВВЕДЕНИЕ

Книга «Механика грунтов в инженерной практике» подразделяется на следующие три части:

- А. Физические свойства грунтов;
- Б. Теоретическая механика грунтов;
- Г. Методы проектирования и строительства.

Часть А посвящена описанию физических и механических свойств однородных грунтов как с ненарушенной, так и с нарушенной структурой. В ней рассматриваются те свойства, которые могут служить удобным критерием для установления различий между грунтами, и приводятся необходимые указания для правильного описания грунтов. Кроме того, рассмотрены те свойства грунтов, которые непосредственно определяют поведение последних как при производстве строительных работ, так и после их окончания.

Часть Б дает элементарные сведения, необходимые для решения задач об устойчивости и несущей способности грунтов, а также о взаимодействии их с водой. Приводимые методы основаны на коренных упрощениях механических и гидравлических свойств грунтов. Несмотря на это, при правильном применении подобные приближенные методы дают достаточно точные для практического использования результаты.

Часть В посвящена практическим приложениям современной механики грунтов к вопросам проектирования и возведения фундаментов и земляных сооружений. Что касается расчета верхнего строения автодорог и аэропортов, то в приложении приведены лишь ссылки на соответствующую литературу, так как эта область представляет собой отдельную и притом высоко специализированную часть геотехники.

Физические свойства грунтов сами по себе могли бы изучаться в общем курсе строительных материалов, а методы механики грунтов являются, по существу, частью строительной механики в широком смысле слова. Однако, вопросы проектирования и производства работ по возведению фундаментов и земляных сооружений, которым посвящена третья и наибольшая по объему часть этой книги, представляют собой совершенно самостоятельную область науки, так как здесь пользуются весьма специфическими методами рассуж-

дений, не встречающимися в других областях строительной техники. Во всех этих областях инженер сталкивается с результатом действия сил на сооружения, построенные из искусственно приготовленных материалов, как например, сталь или бетон, или тщательно отобранных естественных материалов, как например, дерево или камень. Так как свойства этих материалов определяются вполне надежно, вопросы проектирования соответствующих конструкций почти всегда могут быть решены либо теоретически, либо методом моделирования.

С другой стороны, любое утверждение или заключение, относящееся к грунтам в естественном залегании, содержит много неопределенного. В некоторых случаях исходные положения, лежащие в основе проектирования, являются не более, чем грубыми рабочими гипотезами, которые могут быть далекими от истины. Тогда риск частичного или полного разрушения сооружения может быть предотвращен только с помощью особого приема, который может быть назван методом наблюдения. Он состоит в том, что в ходе строительства ведутся достаточно частые наблюдения, имеющие целью обнаружить отклонения действительных условий от тех, которые были приняты при проектировании. В соответствии с полученными данными в проекты сооружений или в методы производства работ вносятся надлежащие поправки.

Эти соображения предопределяют основное содержание и способ изложения части В. Вместо того, чтобы начинать с инструкций по приложению теоретических принципов к проектированию, сначала рассматривается техника получения надлежащих данных о грунтовых условиях на выбранной строительной площадке путем бурения, шурфования, отбора образцов и их испытания. Следует заметить, что несмотря на большую затрату времени и труда на подобные изыскания, результаты обычно допускают возможность самой различной интерпретации.

Последующие главы части В содержат анализ общих принципов проектирования таких сооружений, как подпорные стенки, земляные плотины и фундаменты. Их поведение зависит главным образом от физических свойств грунтов и условий их залегания. Так как знание этих условий всегда неполно, основные расчетные предпосылки неизбежно содержат известную неопределенность. Этому обстоятельству уделено в тексте особое внимание. Рассмотрение подобных вопросов не требовалось бы в учебниках, относящихся к проектированию прочих конструкций, так как основные допущения, относящиеся к свойствам всех других обычных материалов, почти всегда могут считаться практически достаточно надежными.

ЧАСТЬ А

Физические свойства грунтов

Содержание части А подразделяется на три главы. В первой излагается методика, позволяющая устанавливать различие между грунтами или между неодинаковыми состояниями одного и того же грунта.

Вторая глава посвящена гидравлическим и механическим свойствам грунтов и экспериментальным методам определения численных характеристик этих свойств.

Физические процессы, связанные с дренированием грунтов, описаны в третьей главе.

ИНДЕКСАЦИОННЫЕ СВОЙСТВА ГРУНТОВ

§ 1. ПРАКТИЧЕСКОЕ ЗНАЧЕНИЕ ИНДЕКСАЦИОННЫХ СВОЙСТВ

В геотехнике больше чем в какой-либо другой области строительства успех зависит от практического опыта. Проектирование обычных поддерживающих грунт или поддерживаемых грунтом сооружений неизбежно основывается на простых эмпирических правилах, но эти правила могут успешно применять только инженеры, имеющие за плечами соответствующий опыт. Проектирование крупных и необычных сооружений требует широкого применения научных методов. Однако, программа необходимых исследований не может быть разумно составлена, а результаты этих исследований нельзя надлежащим образом проанализировать, если инженер, руководящий проектированием, не обладает большим опытом.

Так как опыт любого специалиста неизбежно является ограниченным, инженер вынужден полагаться также на данные опыта своих коллег. Если эти данные содержат надлежащее описание грунтовых условий, они представляют собой сокровищницу ценных сведений. В противном случае они могут лишь дезориентировать. Описание разрушения балки имело бы очень небольшую ценность для строительной техники, если бы оно не содержало, в дополнение к другим существенным данным, сведений о том, была ли эта балка изготовлена из стали или чугуна. Во всех старых сообщениях об опыте геотехнических работ характер грунтов описывался только такими общими терминами, как например, «мелкий песок» или «мягкая глина». Однако разница между механическими свойствами двух мелких песков из разных районов может быть относительно более существенной, чем различие между чугуном и сталью. Вследствие этого, одна из главных задач исследований, проводившихся в последнее время с целью уменьшения риска ошибок при оценке грунтов, заключалась в изыскании методов выделения разновидностей грунта в пределах данной категории. Свойства, на которых такое выделение может быть основано, называются индексационными свойствами, а испытания, требующиеся для нахождения индексационных свойств, называются классификационными испытаниями.

Свойства любого грунта могут быть изменены тем или иным способом. Вибрация, например, может превратить рыхлый песок в плотный. Поведение грунта в сооружении зависит не только от существенных особенностей отдельных составляющих, но также и от тех свойств, которые определяются относительным расположением этих составляющих в общей массе. Соответственно, удобно рассматривать два класса индексационных свойств:

- 1) свойства частиц грунта;
- 2) агрегатные свойства грунта.

Основными свойствами частиц грунта являются их размеры и форма, а в глинистых грунтах — также и минералогический состав мельчайших частиц. Наиболее важным из агрегатных свойств сыпучих грунтов является относительная плотность, а связных грунтов — консистенция.

Описанию свойств частиц и агрегатных свойств будет предшествовать описание основных типов грунта. Затем будет дан сжатый обзор минимума требований, предъявляемых к описанию грунтов при составлении отчетов об их исследованиях в естественных условиях.

§ 2. ОСНОВНЫЕ ТИПЫ ГРУНТОВ

Материал, из которого состоит земная кора, инженеры-строители довольно произвольно подразделяют на две категории: грунт и скала. Грунт представляет собой естественную совокупность минеральных зерен, которые могут быть разделены таким слабым механическим воздействием, как взбалтывание с водой. Скала является естественной совокупностью минералов, связанных прочным и постоянным сцеплением. Так как термины «прочный» и «постоянный» недостаточно определены, разграничение «грунт» и «скала» неизбежно является произвольным. Действительно, имеется много естественных агрегатов минеральных частиц, которые трудно отнести либо к грунту, либо к скале. Ниже термин «грунт» будет применяться только к таким материалам, которые бесспорно удовлетворяют данному выше определению.

Хотя приведенная терминология обычно понятна инженеру-строителю, она не является универсальной. Для геолога, например, все материалы, образующие земную кору, независимо от степени, с которой минеральные частицы связаны друг с другом, являются горными породами, а та часть земной коры, которая непосредственно связана с произрастанием растений, определяется термином «почва». Поэтому, когда инженер-строитель использует данные, полученные лицами, работающими в другой области, он должен быть уверен, что понимает смысл, в котором ими употреблен тот или иной термин, относящийся к грунту или скале.

Грунты по своему происхождению могут быть разделены на две группы:

1) являющиеся продуктом химического и физического выветривания скалы;

2) имеющие главным образом органическое происхождение.

Если продукты выветривания скалы остаются на месте своего образования, они называются остаточными грунтами или элювием. В противном случае они образуют перемещенные грунты независимо от того, каким способом был осуществлен перенос.

Мощность элювия зависит прежде всего от климатических условий и от продолжительности периода выветривания. В некоторых местах она достигает многих десятков метров. В умеренных зонах элювиальные грунты являются обычно плотными и устойчивыми. Исключения из этого правила очень редки. С другой стороны, многие отложения перемещенных грунтов являются рыхлыми и слабыми до глубины во много десятков метров. Поэтому трудности при возведении фундаментов и других видов сооружений почти исключительно связаны с перемещенными грунтами.

Грунты органического происхождения формируются в основном на месте их образования (*in situ*¹) и являются либо продуктом гниения таких растений, как торфяной мох, либо результатом накопления обломков неорганического скелета или раковин организмов. Обычно, однако, термин органический грунт применяют к перемещенным грунтам, состоящим из продуктов выветривания скалы с более или менее заметной примесью продуктов разложения растительных веществ.

Геологические условия на месте предполагаемого строительства обычно устанавливаются с помощью бурения или шурфования. Мастер, ведущий эти работы, осматривает образцы грунта по мере их извлечения. Он дает им названия в соответствии с принятой классификацией и составляет разрез скважины или шурфа с указанием наименования каждого грунта и отметкой его границ. Название грунта дополняется указанием степени его плотности, цвета и других качеств. Позднее эти данные могут быть пополнены результатами испытаний образцов в лаборатории.

Ниже приводятся названия типов грунтов, обычно применяемые при полевой классификации.

Песок и гравий представляют собой лишенную сцепления совокупность округленных, округленно-угловатых или угловатых зерен более или менее устойчивых горных пород

¹ Термин на латинском языке (*in situ*), означающий буквально «в месте нахождения».

или минералов. Зерна размером до 2 мм относятся к песчаным, а более крупные, размером до 15 или 20 см, — к гравелистым и галечниковым. Обломки диаметром более 20 см называются валунами.

Ортштейн — грунт, оказывающий исключительно большое сопротивление проникновению бурового инструмента. Большинство видов ортштейна представляет собой чрезвычайно плотные агрегаты из разнозернистых минеральных частиц, обладающие известным сцеплением.

Неорганический ил — тонкозернистый малопластичный или непластичный грунт. Наименее пластичные разновидности состоят главным образом из зерен кварца более или менее одинакового размера и иногда называются горной мукой, тогда как пластичные виды содержат значительное количество плоских чешуйчатых частиц и называются пластичным илом. Вследствие однородной текстуры неорганический ил часто ошибочно принимают за глину, но его легко отличить от последней без лабораторных испытаний. При встряхивании на ладони лепешки из насыщенного водой неорганического ила выделяется количество воды, достаточное для того, чтобы его поверхность казалась глянцевитой. Однако при сгибании лепешки между пальцами ее поверхность снова становится матовой. Эта проверка называется испытанием на встряхивание. После того как лепешка высыхает, она становится хрупкой и образует пыль, если ее потереть пальцем. Ил относительно непроницаем, но в рыхлом состоянии он может подниматься в буровой скважине или шурфе наподобие густой вязкой жидкости. Наиболее неустойчивые грунты этой категории часто известны под различными местными названиями, как например, пливун¹.

Органический ил — тонкозернистый более или менее пластичный грунт с примесью мелко раздробленных частиц органического вещества. Могут содержаться также раковины и видимые на глаз остатки частично разложившихся растительных веществ. Цвет грунта колеблется от светло-серого до очень темно-серого, и грунт может содержать значительные количества H_2S , CO_2 и различные другие газообразные продукты гниения, которые сообщают ему характерный запах. Проницаемость органического ила весьма низка, а его сжимаемость очень значительна.

Глина представляет собой совокупность микроскопических и субмикроскопических частиц, являющихся результатом химического разложения составных частей горных пород. Она остается пластичной в довольно широких пределах изме-

¹ Термин «пливун» обычно применяется также к мелкому или очень мелкому песку, когда он переходит в полужидкое состояние под давлением восходящего потока фильтрующейся воды. Следовательно, этот термин может означать как вид грунта, так и состояние.

нения влажности. Сухие образцы глины очень тверды и не образуют пыли при растирании пальцами их поверхности. Водопроницаемость глин крайне мала. В западных штатах США термином «гумбо» обозначают глины, которые в пластическом состоянии напоминают по внешнему виду мыло или воск и отличаются большой вязкостью. При высокой влажности эта глина отличается заметной липкостью.

Органическая глина обладает некоторыми особыми физическими свойствами благодаря содержанию тонко-раздробленного органического вещества. В насыщенном водой состоянии органическая глина отличается большой сжимаемостью, а в сухом состоянии — высокой прочностью. Она имеет обычно темно-серый или черный цвет и может обладать заметным запахом.

Торф — волокнистые образования, состоящие из макро- и микроскопических продуктов разложения растительного вещества. Его цвет может меняться от светло-коричневого до черного. Торф настолько сжимаем, что совершенно непригоден в качестве основания для фундаментов или земляных сооружений.

Если грунт состоит из смеси грунтов двух различных типов, тогда его наименование составляется из существительного, которое является названием преобладающей составляющей, и прилагательного, характеризующего меньшую составную часть. Например, илистый песок означает грунт, в котором преобладает песок, но содержится небольшое количество ила. Песчанистая глина — грунт, который обладает свойствами глин, но содержит заметное количество песка.

Агрегатные свойства песка и гравия качественно оцениваются такими терминами, как рыхлый, средний или плотный, а глины — как твердая, жесткая, среднежесткая и мягкая. Соответствующая оценка грунта обычно делается буровым мастером на основе нескольких факторов, включая относительную легкость или трудность бурения и внедрения грунтоносов, а также консистенцию образцов. Однако, ввиду того, что такой метод оценки может приводить к большим ошибкам, качественное описание должно дополняться количественными данными во всех случаях, когда механические свойства грунта могут существенно влиять на проект. Соответствующие величины обычно получают с помощью лабораторных испытаний грунтов с относительно ненарушенной структурой (§ 8) или соответствующих полевых испытаний (§ 44).

Характеристика цвета различных пластов, встречающихся в смежных скважинах, уменьшает возможность ошибки при сопоставлении соответствующих разрезов. Цвет может служить также показателем реального различия в свойствах грунтов. Например, если верхний слой находящегося под во-

дой пласта глины имеет желтоватый или коричневый цвет и является более плотным, чем подстилающая глина, можно предположить, что он подвергался временному высыханию и выветриванию. В тех случаях, когда в одном и том же слое грунта встречается различная окраска, пользуются такими терминами, как пестрый, крапчатый, разноцветный или пятнистый. Темные цвета обычно связаны с органическими грунтами.

При некоторых геологических условиях грунты могут приобретать необычные характерные особенности. Так, они могут быть пронизаны корневыми каналцами или обладать бросающейся в глаза правильной слоистостью. По этим признакам подобные грунты легко распознаются в поле, и они получили широко известные особые наименования. Ниже приводится описание некоторых таких пород.

Валунная глина (тиль) — неслоистые ледниковые отложения, в которых перемешаны глина, ил, песок, гравий и валуны. Она покрывает часть поверхности скалы в тех районах, которые находились подо льдом в ледниковый период.

Туф — очень мелкие обломки минералов или горных пород, выброшенные во время извержения вулканов и отложенные водой или ветром.

Лесс — однородное связное эоловое образование. Большинство зерен имеет размеры в узких границах от 0,01 до 0,05 мм, а сцепление вызвано наличием более или менее известковистого цемента. Преобладающий цвет лесса — светло-коричневый. Лесс характеризуется вертикальными корневыми каналцами и способностью сохранять почти вертикальные откосы. Пласты истинного лесса никогда не насыщались водой. При насыщении водой связи между частицами растворяются и поверхность грунта может оседать.

Преобразованный лесс — лесс, который потерял свои типичные особенности в результате ряда вторичных процессов, включая временное затопление, эрозию и последующее переотложение; химические изменения, обуславливающие разрушение межчастичных связей; химическое разложение наименее стойких составляющих, вроде полевого шпата. В результате полного химического разложения образуются лессовидные суглинки, характеризующиеся большей прочностью, чем другие формы преобразованного лесса.

Диатомовая земля (кизельгур) — отложение мелких кремневых частиц, главным образом белого цвета, представляющих собой в основном или полностью остатки диатомей — микроскопических одноклеточных морских или пресноводных водорослей, обладающих кремнистыми стенками.

Озерный мергель или болотный известняк — белый тонкозернистый порошкообразный известковис-

тый осадок, создаваемый растительностью в прудах. Обычно он встречается в торфяных отложениях.

М е р г е л ь — довольно неопределенный термин для различных сравнительно плотных или очень плотных морских известковистых глин зеленоватого цвета.

Э д о у б и — термин, который применяется в юго-западных штатах США и в других полувасушливых районах к самым разнообразным светло-окрашенным грунтам от песчанистого ила до высокопластичной глины.

К а л и ш — чилийское название грунта, в котором частицы сцементированы карбонатами, например известью. Такие слои обычно встречаются на глубине в несколько десятков сантиметров от поверхности и их мощность может колебаться от нескольких сантиметров до нескольких десятков сантиметров. Для их образования, по-видимому, нужен полувасушливый климат.

Л е н т о ч н а я г л и н а состоит из чередующихся слоев серого неорганического ила средней плотности и более темной илистой глины. Толщина слоев редко превосходит 10—12 мм, но иногда встречаются гораздо более толстые ленты.

Частицы, образовавшие ленточные глины, были принесены в пресноводные озера талыми водами в конце ледникового периода. Эти грунты, по-видимому, сочетают в себе нежелательные свойства как илов, так и слабых глин.

Б е н т о н и т — глина с высоким содержанием монтмориллонита (§ 4). Большинство бентонитов возникло в результате химического преобразования вулканического пепла. При соприкосновении с водой сухой бентонит набухает больше, чем другие высушенные глины, а насыщенный водой бентонит дает большую усадку при высыхании. Отложения бентонита встречаются практически в каждом штате к западу от Миссисипи: в Теннесси, Кентукки, Алабаме и, в меньшей степени, в некоторых других штатах. Они также обычны в Мексике.

Каждый термин, применяемый при полевой классификации, относится к довольно разнообразным грунтам. Кроме того, выбор термина, характеризующего прочность и плотность, зависит в большой мере от лица, которое определяет грунт. По этой причине полевая классификация грунтов всегда более или менее неопределенна и не точна. Более строгие данные могут быть получены только в результате физических испытаний, дающих численные характеристики свойств грунта.

Выбор методов геотехнической разведки, включая бурение и отбор проб, а также способов определения средних значений числовых характеристик грунта является составной частью проектных и строительных работ. Они рассматриваются в главе VII части В.

§ 3. РАЗМЕРЫ И ФОРМА ГРУНТОВЫХ ЧАСТИЦ

Размеры отдельных частиц, образующих грунт, могут колебаться от валунов до размеров крупных молекул. Зерна большие, чем 0,06 мм, можно различить невооруженным глазом или с помощью ручной лупы. Они составляют очень крупные и крупные фракции грунта.

Зерна, имеющие размеры от 0,06 мм до 2 μ (1 микрон = = 0,001 мм), можно рассматривать только с помощью микроскопа. Они образуют мелкие фракции.

Зерна размером менее 2 μ представляют собой очень мелкие фракции. Зерна размером от 2 μ до примерно 0,1 μ также могут еще различаться под микроскопом, но их форму определить невозможно. Форма зерен размером примерно менее 1 μ может быть установлена с помощью электронного микроскопа. Их молекулярная структура может быть исследована с помощью рентгеноскопического анализа.

Процесс разделения грунта на фракции, каждая из которых содержит частицы определенных размеров, известен под названием механического анализа. С помощью механического анализа было установлено, что большинство природных грунтов содержит две или больше фракций. Основные свойства разнозернистых грунтов определяются почти исключительно свойствами частиц, имеющих наименьшие размеры. В этом отношении грунты в известной мере похожи на бетон. Свойства бетона определяются в первую очередь цементом, тогда как песок и гравий, составляющие большую часть бетона, являются инертными. Инертная часть разнозернистых грунтов составляет около 80 или 90% от их веса в сухом состоянии и только остальная часть является активной.

Очень крупные фракции, например гравий, состоят из обломков горных пород, причем каждый обломок состоит из одного или более минералов. Эти обломки могут быть угловатыми, слабо угловатыми, округлыми или плоскими. Они могут быть совершенно не выветрившимися или иметь признаки значительного выветривания. Они могут быть прочными или хрупкими.

Крупные фракции, примером которых является песок, состоят главным образом из зерен кварца. Отдельные зерна могут быть угловатыми, слабо угловатыми или округлыми. Некоторые пески содержат довольно высокий процент слюдистых частиц, что делает их очень упругими.

В мелких и в очень мелких фракциях каждая частица обычно состоит только из одного минерала. Частицы могут быть угловатыми, плоскими или, реже, игольчатыми. Округлые частицы, как правило, отсутствуют. В исключительных случаях мелкие фракции содержат высокий процент пористых частиц, таких как диатомы или радиолярии, которые обуслов-

ливают необычные механические свойства грунта. В общем, процент чешуеобразных частиц в данном грунте возрастает с уменьшением размеров фракций.

Если размеры большинства зерен грунта находятся в пределах границ, установленных для какой-либо одной фракции, то грунт называется однородным. Обычно очень крупнозернистые или крупнозернистые грунты являются однородными. Очень мелкозернистые или коллоидальные грунты крайне редко бывают однородными. Все глины содержат мелкие, очень мелкие и коллоидные составляющие, а некоторые глины содержат также и крупные частицы. Самые тонкие фракции глин состоят в основном из чешуеобразных частиц.

Значительное преобладание плоских частиц в самых тонких фракциях естественных грунтов является следствием геологических процессов. Большинство грунтов образуется в результате химического выветривания горных пород. Эти породы состоят частью из весьма химически устойчивых, а частью из гораздо менее устойчивых минералов. Химическое выветривание превращает менее устойчивые минералы в рыхлые массы очень мелких частиц вторичных минералов, которые обычно имеют чешуйчатые или плоские кристаллические формы, тогда как устойчивые минералы остаются практически без изменения.

Таким образом, процесс химического выветривания превращает горные породы в скопление обломков неизменных или почти неизменных минералов, вкрапленных в массу раздробленных чешуйчатых частиц. В процессе последующего транспортирования текучей водой агрегаты грунта распадаются, а отдельные частицы сталкиваются между собой и истираются. Чисто механическое разрушение дает обломки твердых зерен устойчивых минералов размерами не меньше 10μ ($0,01$ мм). С другой стороны, хрупкие плоские частицы вторичных минералов, хотя и незначительные по своим размерам, легко разрушаются и распадаются на еще более мелкие частицы. В результате очень тонкие фракции природных грунтов состоят в основном из чешуйчатых частиц вторичных минералов.

§ 4. СВОЙСТВА ОЧЕНЬ МЕЛКИХ ФРАКЦИЙ ГРУНТА

Поверхностная активность и адсорбированные слои

При сравнении крупных фракций различных грунтов оказывается, что они обладают одинаковыми свойствами. Мелкие фракции большинства грунтов также сходны по своим существенным свойствам. Однако самые мелкие фракции ($< 2\mu$) обнаруживают поразительное разнообразие свойств. Эти факты нельзя объяснить без участия сил, действующих по поверхности частиц грунта.

Поверхность каждой грунтовой частицы несет отрицательный электрический заряд. Интенсивность этого заряда зависит в большой степени от минералогического характера частиц. Физическое и химическое проявление поверхностного заряда определяет поверхностную активность минералов, и в зависимости от интенсивности этого заряда судят о высокой или низкой поверхностной активности.

В природе каждая грунтовая частица окружена водой. Так как молекулы воды полярны, то их положительные (водородные) полюсы притягиваются отрицательными зарядами поверхности частиц грунта. Следовательно, непосредственно у твердой поверхности частиц молекулы воды располагаются в определенном порядке. За пределами этой зоны молекулярная структура воды до определенного расстояния также находится под влиянием молекулярных сил, действующих по цепочке от одной молекулы к другой. Вода, находящаяся в пределах зоны влияния этих сил, известна под названием адсорбированного слоя. Физические свойства воды в этом слое сильно отличаются от свойств свободной или нормальной воды при той же температуре. Вблизи поверхности частицы вода имеет свойства твердого тела. В середине слоя она напоминает очень вязкую жидкость. По мере приближения к внешней поверхности адсорбированного слоя свойства воды становятся нормальными.

В каждой глине адсорбированные слои содержат положительно заряженные частицы — ионы, поступающие из окружающей жидкости. Эта жидкость содержит в себе вещества, называемые электролитами, которые диссоциируют (распадаются) при растворении в воде на положительно заряженные катионы и отрицательно заряженные анионы. Даже вода сама по себе является электролитом, так как очень небольшая часть ее молекул всегда диссоциирована на водородные ионы H^+ и гидроксильные ионы OH^- . Кислоты распадаются на катионы водорода и такие анионы, как Cl или SO_4 . Соли и основания дают металлические катионы, например Na , Ca или Mg , и неметаллические анионы. Так как поверхность каждой грунтовой частицы несет отрицательный заряд, то все катионы, включая и получаемые из самой воды катионы H^+ , притягиваются к поверхности частиц и удерживаются вблизи нее. Эти катионы, проникая в адсорбированные слои, образуют адсорбционный комплекс. Процессы замещения одних катионов другими в адсорбционном комплексе известны как обмен оснований.

Если какой-либо один элемент, как например H , Ca или Na , преобладает в адсорбционном комплексе глины, она получает наименование по этому элементу, например H -глина или Na -глина.

Толщина и физические свойства адсорбированного слоя, окружающего данную грунтовую частицу, в большой степени зависят от характера адсорбционного комплекса. В очень тонких фракциях обычных глин твердые и полутвердые части адсорбированных слоев, по-видимому, имеют среднюю толщину около 0,005 μ . В пределах расстояния примерно до 0,1 μ от поверхности частиц свойства воды отличаются от обычных. Приведенные выше размеры служат лишь указанием на порядок рассматриваемых величин. Отклонения от этих средних значений могут быть весьма значительны. Даже для одних и тех же глин толщина адсорбированных слоев может в большой степени зависеть от химического состава адсорбционного комплекса. В результате явлений, связанных с поверхностной активностью, каждый насыщенный водой грунт состоит не из двух, а из трех различных составляющих: твердых частиц грунта, адсорбированного вещества и свободной, или нормальной, воды. Толщина адсорбированных слоев, по-видимому, совершенно не зависит от размеров частиц. Поэтому доля общего объема, занятого адсорбированными веществами, возрастает с уменьшением размеров минеральных зерен. Если частицы очень малы и имеют чешуйчатую форму, адсорбированные вещества занимают очень большую часть общего объема.

Толщина и физические свойства адсорбированных слоев очень различны у различных минералов. Однако в таких крупнозернистых грунтах, как песок, объем адсорбированного материала по отношению к общему объему воды в порах ничтожен. Поэтому свойства таких грунтов зависят только от механических свойств самих зерен. Ввиду того, что эти свойства совершенно одинаковы для всего материала, свойства крупнозернистых грунтов зависят только от формы и расположения частиц.

С другой стороны, в очень тонкозернистых грунтах адсорбированные вещества занимают значительную или даже преобладающую часть объема пор. Так как физические свойства адсорбированного материала зависят не только от химического и минералогического состава твердых частиц, но и от природы адсорбционного комплекса, необходимо учитывать не только минералогический состав зерен, но и химическую природу адсорбционного комплекса.

Глинистые минералы и грунтовые коллоиды

Химические и минералогические исследования показали, что частицы, образующие самые тонкие фракции глины, являются обычно кристаллическими и что они содержат главным образом кремний, алюминий, кислород и воду. Алюминий может частично замещаться железом или магнием, а

временный в некоторых случаях может быть частично вытеснен иллитом.

В соответствии с химическими соединениями, в которых эти составляющие встречаются, большинство минералов, входящих в самые тонкие фракции глины, могут быть подразделены на три главные группы: монтмориллонитовая, иллитовая и каолинитовая. Минералы всех трех

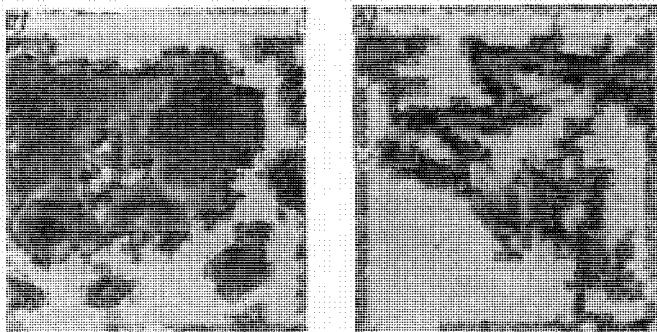


Рис. 1. Фотографии кристаллов глинистых минералов, полученные с помощью электронного микроскопа

a — чешуевидные кристаллы каолинита; *b* — игольчатые кристаллы галузита

групп имеют пластинчатую кристаллическую структуру (рис. 1), но их поверхностная активность различна. Наименее активными являются каолиниты. Иллиты активнее каолинитов и, в отличие от прочих групп, содержат калий. Наиболее активными глинистыми минералами являются монтмориллониты. Кристаллы этой группы обладают способностью набухать, втягивая молекулы воды непосредственно в промежутки кристаллической решетки.

Кроме того, из-за исключительно высокой поверхностной активности коллоидальной составляющей физические свойства любой монтмориллонитовой глины могут изменяться в широких пределах в зависимости от характера веществ, которые, кроме воды, содержатся в адсорбированных слоях. Например, Са-монтмориллонит мало похож на На-монтмориллонит, хотя собственно твердые частицы в обеих глинах одинаковы. Некоторые частицы из содержащихся в самой тонкой фракции глины размером от 2μ до $0,2\mu$ состоят из тех же минералов, что и более крупные фракции глины. Однако у большинства глин все частицы, размеры которых меньше чем $0,2\mu$, состоят только из минералов описанных выше. Поэтому эти минералы называются глинистыми минералами. Они являются продуктом выветривания хими-

чески менее стойких составляющих материнских пород (см. § 2).

Если частицы любого вещества настолько малы, что их поверхностная активность оказывает существенное влияние на его свойства, то говорят, что это вещество находится в коллоидальном состоянии, а частицы называются коллоидальными. Свойства, которые обусловлены исключительно влиянием поверхностной активности, известны как коллоидальные свойства. Так как интенсивность поверхностной активности очень различна у различных веществ, верхний предел размера коллоидальных частиц не постоянен. Он колеблется между примерно 2μ и $0,1\mu$. При размере $0,1\mu$ любое твердое вещество находится в коллоидальном состоянии.

Так как глинистые минералы относительно активны, верхний предел коллоидальных размеров для этих минералов составляет около 2μ . Глинистые фракции с частицами менее 2μ , по-видимому, обладают всеми характеристиками коллоидального вещества. По этой причине 2μ обычно рассматривается как верхний предел размера зерен самой тощей глинистой фракции. Частицы менее $0,2\mu$ иногда называются грунтовыми коллоидами, так как в отличие от более крупных фракций они состоят исключительно из глинистых минералов.

Физические свойства очень мелких фракций грунта

Если очень мелкая фракция грунта размещивается и взбалтывается в воде, она переходит в состояние суспензии. Поверхность каждой частицы несет отрицательный заряд. Если вода чистая, то никакие частицы не могут прийти в соприкосновение, так как, будучи заряжены отрицательно, они отталкиваются друг от друга. В этом случае говорят, что грунт полностью диспергирован. С течением времени более крупные частицы оседают на дно и образуют очень рыхлый осадок, в котором силы отталкивания и веса находятся в равновесии. Самые тонкие частицы остаются в суспензии. Если каплю суспензии рассмотреть с помощью ультрамикроскопа, то можно видеть, что частицы испытывают толчкообразное движение, которое называется броуновским. Каждая частица проходит зигзагообразный путь, не сталкиваясь с другими.

Если несколько капель подходящего электролита, например соляной кислоты, добавить к суспензии, то катионы электролита адсорбируются частицами и отрицательные заряды нейтрализуются. Частицы продолжают двигаться, но теперь они сталкиваются и при этом их адсорбированные слои сливаются и прилипают друг к другу. В результате ча-

стицы агрегируются в хлопья, которые опускаются на дно и образуют осадок с флоккуляционной структурой (рис. 2, а).

Если такой осадок из одинаковых по размеру частиц постепенно нагружается откладывающимся выше материалом, его структура превращается сначала в сотовую или ячеистую (рис. 2, б), а затем, наконец, в отдельную

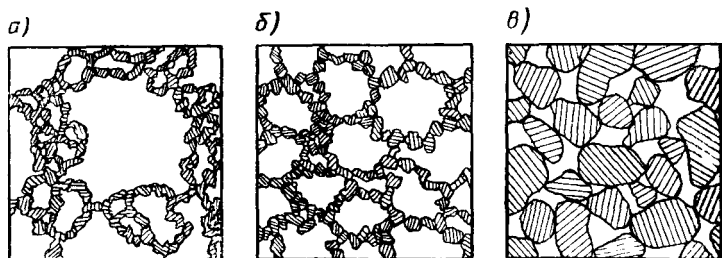


Рис. 2. Схема структур

а — флоккуляционной; б — ячеистой; в — отдельно-зернистой

зернистую (рис. 2, в). В природе, однако, самые тонкие фракции всегда встречаются вместе с крупными. Благодаря тому, что большая часть вышележащей нагрузки на разнотонный осадок, по-видимому, воспринимается скелетом, состоящим из более крупных частиц (см. § 17), самые тонкие фракции могут постоянно сохранять сотовую структуру.

Если влажность образца грунта уменьшается при приложении нагрузки, то говорят, что грунт консолидируется. Если давление прекращается, причем грунт остается в соприкосновении со свободной водой, его влажность и объем возрастают. Это явление известно, как набухание. Любая из фракций грунта обладает способностью набухать, но в различной степени. Причины набухания для разных фракций различны. Крупнозернистая смесь песок — слюда при снятии с нее нагрузки набухает в большой степени, но исключительно вследствие упругой деформации зерен. Если давление снимается с самых тонких фракций глины, то набухание вызвано также частично упругими деформациями, а частично увеличением толщины адсорбированных слоев, которые разделяют зерна. В глине с большим содержанием монтмориллонита третья, хотя и очень небольшая, доля падает на набухание самих монтмориллонитовых частиц. Набухание как таковое не является исключительно коллоидальным свойством, но его причины могут быть отчасти коллоидального происхождения. С практической точки зрения различие это несущественно.

но, так как оба вида набухания подчиняются одинаковым законам.

Физические свойства грунта с большим содержанием самых тонких частиц зависят от давления, под которым грунт уплотнялся. Если уплотняющее давление не превосходило примерно 10 кг/см^2 , грунт будет, по-видимому, пластичным. Грунт (или его фракция) называется пластичным, если при определенном содержании воды он может быть раскатан в тонкий шнур (§ 8). Пластичность является коллоидальным свойством, так как ни один минерал не обладает пластичностью, пока он не превращен в порошок с частицами коллоидального размера. Способность испытывать броуновское движение и коагулировать в присутствии электролита также являются коллоидальными свойствами. Однако этими последними свойствами обладают все вещества в коллоидальном состоянии, тогда как пластичностью обладает только очень ограниченное количество коллоидов. Кварцевый порошок не пластичен при любой влажности и при любой степени тонкости. Все глинистые минералы пластичны. Но так как практически все тонкозернистые грунты содержат глинистые минералы, все они являются пластичными. Если уплотняющее давление, которое предшествовало удалению нагрузки, было очень большим, грунт становится твердым и хрупким. Тогда говорят, что грунт находится в твердом состоянии.

Как в пластичном, так и в твердом состоянии очень мелкие фракции грунта обладают сцеплением, т. е. способностью сопротивления сдвигающим напряжениям. Представляется наиболее вероятным, что сцепление вызвано не непосредственно молекулярным взаимодействием частиц в точках контакта, но сопротивлением сдвигу адсорбированных слоев, разделяющих зерна в этих точках. Эта гипотеза подтверждается тем фактом, что сцепление данной мелкой фракции грунта при данной влажности зависит в большой степени от природы адсорбционного комплекса. Если влажность очень тонкозернистого водонасыщенного грунта уменьшается путем уплотнения или поверхностного испарения, объем пор, занимаемых жидкой водой, уменьшается, тогда как объем, занимаемый адсорбированными веществами, остается неизменным. Поэтому сцепление возрастает с уменьшением влажности.

Если образец очень мелкой фракции грунта тщательно перемять и затем оставить в покое, его сцепление будет возрастать сначала с весьма большой скоростью, а затем все более и более медленно. Если образец снова перемять при той же влажности, его сцепление заметно уменьшается, но затем полностью восстанавливается, если его снова оставить в покое. Это явление известно под названием тиксотропии.

Уменьшение и последующее восстановление прочности, по-видимому, связаны с нарушением и последующим возобновлением молекулярной структуры адсорбированных слоев.

Практическое значение коллоидальных свойств грунта

Коллоидальный характер самых тонких фракций делает взаимодействие между твердой и жидкой составляющими грунта исключительно сложным. Однако с практической точки зрения этой сложностью можно пренебречь. Мы остановились на этом вопросе только для того, чтобы показать читателю, что физические свойства очень мелкозернистых грунтов и даже грунтов с более крупными зернами, но содержащими малые количества очень мелкого материала, зависят от большого количества факторов, а не только от размера зерен. Влияние некоторых из этих факторов, в частности времени при постоянном напряженном состоянии, все еще недостаточно изучено. Однако большинство практических задач требует рассмотрения только суммарного эффекта всех этих факторов. Подобное положение имеет место и в технологии бетона. Процессы, в результате которых портланд-цемент приобретает прочность, также сложны и все еще недостаточно изучены. Несмотря на это, подбор состава бетона является довольно старой и хорошо освоенной отраслью инженерного дела. Предположения, на которых она основана, были получены из чисто механических лабораторных испытаний образцов бетона; некоторыми свойствами цемента, такими, например, как рост его прочности со временем, пренебрегают. Однако теории, основанные на этих упрощающих предположениях, достаточно точны для большинства практических целей.

Вследствие коллоидального характера очень мелкозернистых грунтов можно изменять их физические свойства с помощью химической обработки. Этот метод довольно широко применяется, если грунт используется как строительный материал. Он является также одним из нескольких способов стабилизации грунта при строительстве дорог и аэродромов, а иногда и при возведении земляных плотин. Большинство этих методов возникло в результате более или менее случайных наблюдений в поле. Однако дальнейшее их развитие целиком зависит от прогресса наших знаний в области коллоидной химии самых тонких фракций грунта.

ЛИТЕРАТУРА

4.1. E. A. Hauser, Colloid chemistry of clays, „Chem. Rev.“, vol. 37 (1945), стр. 287—321.

Сжатый обзор коллоидных свойств глин и примеры практического приложения результатов их исследований.

§ 5. МЕХАНИЧЕСКИЙ АНАЛИЗ ГРУНТОВ

Целью механического анализа является определение размера зерен грунта и процентного содержания по весу различных фракций. Самый прямой метод разделения грунта на фракции различного размера заключается в просеивании. Однако так как размеры ячеек самых тонких и сравнительно доступных сит составляют 0,07 мм, использование ситового метода ограничивается анализом чистых песков.

Если грунт содержит зерна меньшие чем 0,07 мм, он может быть разделен на две части промыванием водой. Когда вода становится мутной, ее сливают. Более крупные частицы остаются в сосуде и могут быть подвергнуты ситовому анализу. Взвешенные частицы грунта, которые слишком тонки, чтобы их можно было собрать с помощью сит, могут быть определены отмучиванием или ареометрическим методом, основанным на законе Стокса. Последний определяет скорость падения сферических частиц данного диаметра в жидкости, находящейся в покое. По обычно применяемой для инженерных целей методике от 20 до 40 г глинистого грунта или от 50 до 100 г песчанистого грунта смешивают с 1 л воды, встряхивают и выливают в сосуд. Плотность суспензии измеряется через различные промежутки времени при помощи специального ареометра-гидрометра. Размеры самых крупных частиц, остающихся в суспензии на уровне луковицы гидрометра, могут быть для любого промежутка времени рассчитаны с помощью закона Стокса, тогда как вес более мелких частиц можно вычислить, исходя из плотности суспензии на том же уровне. Проведение испытания требует нескольких дней.

С помощью ареометрического метода можно выделить грунтовые фракции до размера около 0,5 μ . Еще более тонкие фракции могут быть получены с помощью центрифугирования. Но подобные усовершенствованные методы представляют интерес только при исследовательских работах.

Встряхивание с водой превращает многие глины в суспензию, в которой взвешены не индивидуальные частицы, а отдельные хлопья. Для того чтобы разрушить эти хлопья, т. е. диспергировать грунт, необходимо добавлять к воде диспергирующие вещества. Наиболее частые ошибки в результатах гранулометрического анализа вызываются недостаточной диспергацией грунта.

Результаты описанного метода механического анализа не вполне сравнимы с данными, которые можно было бы получить с помощью сит, так как частицы грунта никогда не бывают точно сферическими, а самые мелкие имеют форму чешуек. При ситовом анализе определяется ширина частиц, тогда как с помощью методов отмучивания получают диаметр сферы, которая оседала бы с той же скоростью, что

и данная чешуйка. Этот диаметр может быть гораздо меньше, чем ширина действительной частицы.

Наиболее удобно представлять результаты механического анализа в полулогарифмической сетке координат, показанной на рис. 3. Абсциссы этой кривой представляют собой логарифм размера зерен, а ординаты — весовое содержание в процентах P зерен, размер которых меньше, чем размер,

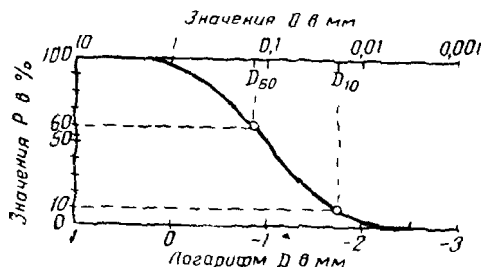


Рис. 3. График результатов механического анализа в полулогарифмической сетке координат

соответствующий данной абсциссе. Чем более однороден грунт, тем круче наклон кривой. Вертикальная линия представляет совершенно однородный порошок.

Самое важное преимущество полулогарифмической сетки координат заключается в том, что гранулометрические кривые грунтов с одинаковой степенью однородности имеют идентичную форму, независимо от среднего размера зерен. Кроме того, горизонтальное расстояние между двумя кривыми одинаковой формы равно логарифму отношения средних диаметров зерен соответствующих грунтов.

На рис. 4 приведены некоторые типичные гранулометрические кривые. Кривая на рис. 4, а обычного типа, близка к кривой нормального распределения, выражающей один из основных законов статистики. Так как распределение размеров зерен относится к области статистики, была предпринята попытка использовать термины и методы этой науки для описания результатов механического анализа. Однако подобная обработка не требуется в механике грунтов для инженерных целей.

Если образец имеет распределение зерен, представленное на рис. 4, а, однородность фракции, содержащей зерна размерами больше чем D_{50} (диаметр, отвечающий $P=50\%$), приблизительно такая же, как фракции, содержащей зерна размерами меньше чем D_{50} .

Если распределение напоминает показанное на рис. 4, б, то более крупная половина образца относительно однородна,

тогда как размеры частиц в более мелкой половине изменяются в широких пределах. При распределении, представленном на рис. 4,в, имеет место обратное. О кривых, показанных на рис. 4, г и д, можно сказать, что они являются комбинированными. Гранулометрическая кривая молодых элювиальных грунтов обычно подобна кривой на рис. 4,б. С ростом

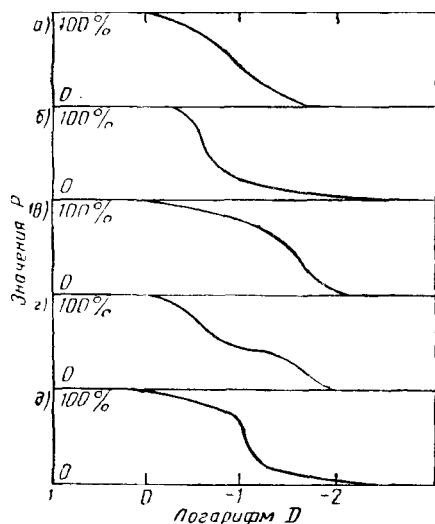


Рис. 4. Типичные гранулометрические кривые

а — кривая нормальной частоты; б и в — кривые для грунтов с неодинаковой степенью однородности крупных и мелких фракций; г и д — комбинированные кривые

возраста грунта средний диаметр зерен уменьшается из-за выветривания, и кривая становится более близкой к прямой, как показано на рис. 4,з. Гранулометрическая кривая зрелых грунтов напоминает приведенную на рис. 4,в.

Распределение, представленное на рис. 4,б и в, является обычным также и для грунтов гляциального и флювиогляциального происхождения. Отсутствие зерен среднего размера в осадочных грунтах, как, например, на кривой на рис. 4,г, по-видимому, является обычным для песчано-гравелистых смесей, отлагавшихся быстротекущими реками, несущими большое количество осадков.

Гравий этого типа обычно называют плохо подобранным. Нарушение плавности гранулометрической кривой может также указывать на одновременное осаждение грунта под действием двух различных агентов. Например, одна фракция может быть принесена в ледниковые озера реками, а другая — льдом. Таким образом, знание формы гранулометрической кривой может помочь в определении геологического происхождения грунта и таким образом уменьшить риск ошибки в интерпретации данных, полученных путем бурения.

§ 6. ГРАНУЛОМЕТРИЧЕСКАЯ КЛАССИФИКАЦИЯ ГРУНТОВ

С тех пор, как стали интересоваться физическими свойствами грунтов, предпринимались многократные попытки установить зависимость между размером частиц грунта и другими его характеристиками, необходимыми для решения практиче-

ских задач. Результаты, однако, постоянно приносят разочарование. Так, попытки вычислять коэффициент водопроницаемости грунтов по их гранулометрическому составу терпели неудачу, поскольку проницаемость в широкой степени зависит от формы зерен, а последняя может быть совершенно различной у грунтов с одинаковым гранулометрическим составом. Кроме того, обычно проще непосредственно определить водопроницаемость, чем провести механический анализ, а результаты являются более достоверными.

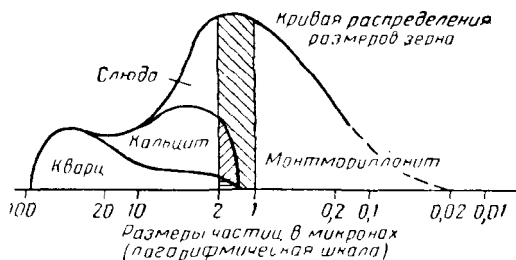


Рис 5. Гранулометрический и минералогический состав ледниковой морской глины (по Гриму)

Точно так же полагали, что внутреннее трение у плотных, хорошо подобранных по гранулометрическому составу разнозернистых песков является большим, чем у плотных однородных песков. Строительный опыт показывает, что это действительно может иметь место. Однако, поскольку угол внутреннего трения песка (§ 15) зависит не только от гранулометрического состава, но также и от формы зерен и шероховатости их поверхности, внутреннее трение двух плотных песков с одинаковым составом может быть совершенно различным. Само собой разумеется поэтому, что до сих пор нельзя было установить определенного соотношения между гранулометрическим составом и углом внутреннего трения. Попытка установить соответствие между внутренним трением и гранулометрическими характеристиками мелкозернистых грунтов, как например ила или глины, была еще более безуспешной. Причина этого иллюстрируется рис. 5. На этом рисунке верхняя кривая представляет собой так называемую частотную гранулометрическую кривую для ледниковых глин из юго-восточной Канады. На горизонтальной оси нанесены логарифмы диаметров зерен. Площадь полосы, расположенной над любым интервалом величин зерен, например от 2 μ и до 1 μ , представляет собой содержание частиц этого размера в процентах к общему весу сухой глины.

В соответствии с приведенным графиком макроскопические фракции (более 0,06 мм), как у большинства других

глин, состоят исключительно из кварца. Микроскопические фракции (от 0,06 до 0,002 мм) состоят частью из кварца и кальцита и частью из чешуек слюды. Содержание слюды в этой фракции весьма различно у различных глин и имеет решающее влияние на сжимаемость и другие их свойства. Коллоидальные фракции (менее 0,002 мм) этой глины состоят почти исключительно из монтмориллонита, тогда как у других глин они могут состоять в основном из минералов каолиновой или иллитовой группы. Физические свойства глины зависят в большой степени от вида глинистого минерала, преобладающего в коллоидальной фракции. Кроме того, они сильно зависят от веществ, находящихся в адсорбированных слоях (§ 4). Следовательно, две глины с одинаковым гранулометрическим составом могут весьма сильно отличаться друг от друга во всех других отношениях.

По указанным причинам достоверные статистические соотношения между гранулометрическими характеристиками и такими существенными свойствами грунта, как угол внутреннего трения, могли быть установлены только в пределах относительно небольших районов, где грунты одного и того же вида (например, все глины или пески) имеют одинаковое геологическое происхождение. В таких районах гранулометрические характеристики могут быть использованы в качестве основы для оценки существенных свойств грунтов. Это обычно и делается, причем весьма успешно. Однако ни одно подобное соотношение не может быть с уверенностью использовано за пределами того района, где оно установлено.

Сокращенные гранулометрические характеристики

Чтобы сжато представить наиболее важные результаты механического анализа большого числа грунтов, бывает удобно выразить гранулометрические характеристики каждого из них либо числами, указывающими на характерные размеры зерен и степень однородности, либо с помощью терминов или символов, указывающих на преобладающие фракции.

Наиболее широко применяют метод, основанный на цифровых значениях и принадлежащий Аллену Хазену. В результате большого числа опытов с фильтровыми песками Хазен нашел, что проницаемость этих песков в рыхлом состоянии зависит от двух величин, которые могут быть названы эффективным диаметром и коэффициентом однородности. Эффективный диаметр (D_{10}) называется диаметр, соответствующий 10%-ному содержанию фракций по гранулометрической кривой. Иными словами, 10% всех частиц оказываются мельче, а 90% — крупнее, чем эффективный диаметр.

Коэффициент однородности U представляет собой отношение D_{60}/D_{10} , где D_{60} представляет собой диаметр

зерен, отвечающий 60% весового содержания фракций по гранулометрической кривой.

Открытие Хазена привело других исследователей к более или менее произвольному допущению, что величины D_{10} и U являются подходящими для гранулометрической характеристики также и обычных разнородных естественных грунтов.

С ростом знаний, относящихся к этим грунтам, стало очевидно, что их свойства зависят исключительно от самых тонких частиц, содержание которых не превышает примерно 20%, и что предпочтительнее было бы выбрать D_{20} и D_{70} в качестве характерных размеров. Однако получаемое преимущество не является столь большим, чтобы оправдать отказ от привычного метода.

Использование символов для обозначения гранулометрических характеристик грунта описано в конце параграфа.

Методы классификации

В связи с классификацией по гранулометрическим характеристикам принято пользоваться наименованиями грунтов, как например, пыль или глина, также и для обозначения различных фракций. Наиболее широко распространенные наименования такого типа приведены на рис. 6. С инженерной

Размеры частиц D	мм			μ			м μ				
	100	10	1	1000	100	10	1	1000	100	10	1
Почвенное бюро	Гравий			Песок		Пыль		Глина			
	1			0,05		0,005 мм					
Аттерберг 1905	Гравий			Крупный песок		Мелкий песок		Пыль		Глина	
	20			0,2		0,02		0,002 мм			
МТИ 1931 (рекомендуемая)	Гравий			Песок		Пыль		Глина			
	20			0,06		0,002 мм					
Описание	Макрокolloидическое			Микрокolloидическое			Судомикроскопическое				
	Очень крупные			Крупные			Мелкие			Очень мелкие	
$\lg D$ (мм)	1	0	-1	-2	-3	-4	-5	-6			

Молекулярная дисперсия

Водная молекула диаметром 0,4 м μ

Рис. 6. Гранулометрические классификации грунтов

Верхний предел размеров глинистых частей был изменен в 1935 г. Министерством сельского хозяйства с 0,005 на 0,002 мм. Однако некоторые инженерные организации все еще придерживаются первоначального значения 0,005 мм.

точки зрения классификация Массачусетского технологического института (МТИ) является наиболее предпочтительной [6. 1]. Во многих случаях характеристика грунта дается лишь в виде результатов механического анализа крупнозернистой фрак-

ции и суммарного процентного содержания частиц, прошедших через сито 0,1 мм (в США 0,074 мм). Этот размер зерен незначительно превышает диаметр 0,06 мм, который по классификации МТИ является границей между мелким песком и крупной пылью.

Однако любая система классификации грунтов, основанная на одном лишь гранулометрическом составе, приводит к ошибкам, так как физические свойства самых мелких фракций зависят от многих

других факторов (§ 4). Так, например, согласно рис. 6 грунт, состоящий из кварцевых зерен коллоидального размера, должен был бы по любой из классификаций называться глиной, тогда как в действительности он не обладает даже отдаленным сходством с ней. Следовательно, если наименования «пыль» или «глина» применяются для обозначения размеров частиц, они должны сочетаться со словом «размер», как например, в выражении «частицы глинистого размера». Так как гранулометрические классификации пока еще не стандартизованы, описательное прилагательное должно дополняться численными значениями, которые указывают область размеров частиц, описываемых данным прилагательным.

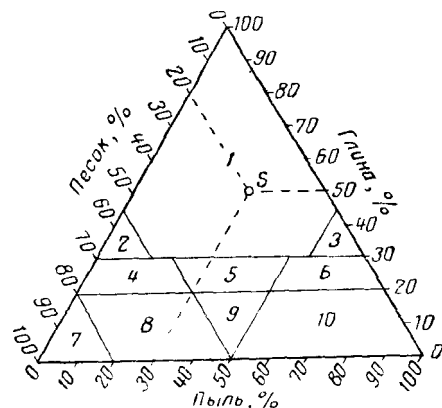


Рис. 7. Классификационный график для грунтов, разработанный Администрацией общественных дорог США

1 — глина; 2 — песчаная глина; 3 — пылеватая глина; 4 — песчаный глинистый суглинок; 5 — глинистый суглинок; 6 — пылеватый глинистый суглинок; 7 — песок; 8 — песчаный суглинок; 9 — суглинок; 10 — пылеватый суглинок

Естественные грунты за небольшим исключением представляют собой смесь из двух и более различных фракций. Следовательно, по гранулометрическому составу естественный грунт может быть назван по имени главной составляющей, как например «пылеватая глина» или «песчанистая пыль».

Но можно также приписать ему определенный символ, который идентифицировал бы его с одной из нескольких стандартных смесей различных фракций.

Обозначение грунтов по названиям их основных составляющих облегчается с помощью диаграммы, наподобие предложенной Администрацией общественных дорог США (рис. 7). На этой диаграмме каждая из трех координатных осей относится к одной гранулометрической фракции, обозначенной как

песок, пыль или глина. Полученный треугольник подразделен на области, которым приписаны определенные наименования типа грунта. Три координаты любой точки дают процентное содержание указанных трех фракций в соответствующем грунте и позволяют определить его тип. Например, разнозернистый грунт, состоящий из 20% песка, 30% пыли и 50% глины, представленный точкой *S*, классифицируют как глину [6.2].

Определение данного грунта путем сравнения со стандартными смесями может быть быстро выполнено с помощью транспаранта на прозрачной бумаге. На этом транспаранте различные стандартные смеси гранулометрических фракций представлены кривыми, помеченными особыми идентификационными символами. Чтобы классифицировать данный грунт, транспарант накладывается на его гранулометрический график. Грунту приписывается символ той стандартной кривой, которая ближе всего подходит к фактической [6.2].

ЛИТЕРАТУРА

6.1. R. Glossop and A. W. Skempton, Particle—size in silts and sands, „J. Inst. Civil Engrs.“ (London), № 5492, Dec. 1945, стр. 81—105.

Анализ различных гранулометрических классификаций с инженерной точки зрения.

6.2. A. Casagrande, Classification and identification of soils, „Proc. ASCE“, June 1947, стр. 783—810.

Анализ гранулометрических классификаций и методов изображения результатов механического анализа.

§ 7. ГРУНТОВЫЙ АГРЕГАТ

Введение

Термин агрегат относится к грунту как таковому, в отличие от его составных частей. В качественном отношении грунтовые агрегаты могут различаться по текстуре, структуре и консистенции. Количественно они могут различаться по пористости, относительной плотности, содержанию воды и газа, и опять-таки по консистенции. Качественная оценка производится в поле визуально. Она является основной для составления разрезов скважин или других документов, которые описывают последовательность напластования грунтов.

Количественные данные получают с помощью лабораторных и полевых испытаний. Без этих данных описание любого грунта будет неточным.

Текстура, структура и консистенция

Термин текстура обозначает степень тонкости и однородности грунта. Она описывается такими выражениями, как мучнистая, гладкая, песчанистая или остро-

угольная в зависимости от ощущения, испытываемого при растирании грунта между пальцами.

Термин структура характеризует относительное расположение частиц в агрегате. Если частицы в устойчивом агрегате не прилипают друг к другу, то они образуют отдельнозернистую структуру, в которой каждое зерно касается нескольких соседних (рис. 2, в). В зависимости от расположения зерен отдельнозернистая структура может быть рыхлой или плотной.

Мелкозернистые грунты могут быть устойчивыми, даже если зерна соприкасаются друг с другом в очень немногих точках, если только сцепление между зернами того же порядка, что и вес зерен. Соответствующая структура называется сотообразной (рис. 2, б).

Флокуляционная структура (рис. 2, а), рассмотренная в § 4, редко встречается в природных грунтах, так как очень мелкозернистые природные грунты почти неизменно содержат более крупные частицы. Эти более крупные зерна, по-видимому, образуют скелет, пустоты в котором заполнены относительно рыхлыми агрегатами тончайших составляющих.

Такое расположение частиц носит название скелетной структуры. Возможно, что она является причиной поразительной неустойчивости многих слабосвязных грунтов с размером зерен между 0,05 и 0,005 мм (§ 17).

Свойственная мягким глинам неустойчивость скелетной структуры замаскирована сцеплением. Некоторые редко встречающиеся грунты, в том числе отдельные виды мергелей, состоят из относительно больших комплексных частиц. Последние образуют агрегаты с отдельнозернистой либо сотообразной структурой. Однако, сами зерна представляют собой плотные комочки из пылеватых или глинистых частиц. Структура грунтов из таких комочков называется комковатой. Комковатая структура отличается от флокуляционной (рис 2, а) тем, что отдельные комочки имеют не сотообразную, а плотную отдельнозернистую структуру. Любое осадочное образование содержит хотя бы небольшой процент чешуеобразных или пластинчатых частиц. Во время оседания таких частиц в суспензии их плоская сторона стремится сохранять горизонтальное положение. Поэтому в осадке большинство таких частиц ориентировано более или менее параллельно горизонтальной плоскости. Последующий рост давления от вышележащего осадка лишь усиливает эту ориентировку. Об осадке, содержащем ориентированные частицы, говорят, что он обладает поперечной анизотропией.

Так как визуальная оценка структуры мелко- и очень мелкозернистых грунтов практически неосуществима, то о ней можно судить по пористости и различным другим свойствам грунтов.

Плотная глина может содержать трубчатые корневые каналы, доходящие до глубины в несколько десятков сантиметров ниже поверхности, либо она может разделяться волосными трещинами на призматические или неправильные глыбы, на которые распадается, как только будет устранено поддерживающее их внешнее давление. Подобные волосные трещины называются швами или трещинами отдельности. Если по этим швам или трещинам имел место сдвиг, то они принимают характерный вид и в этом случае носят название зеркал скольжения. Борозды, вызываемые относительным сдвигом на стенках швов или трещин, называют штрихами скольжения. Происхождение, характер и практическое значение подобных дефектов пластов грунта рассматриваются в части В, § 43. В части А рассматриваются только ненарушенные грунты и грунтовые пласты.

Термин консистенция означает степень сцепления между грунтовыми частицами и характеризует сопротивление силам, которые стремятся деформировать или разрушить грунтовый агрегат. Консистенция характеризуется такими терминами, как твердая, жесткая, хрупкая, крошащаяся, липкая, пластичная и мягкая. Чем грунт ближе по своим свойствам к глине, тем больше разнообразие состояний консистенции, в которых он может находиться. Степень пластичности глинистого грунта иногда выражается терминами жирный и тощий. Тощие глины слабо пластичны, так как содержат большое количество пыли или песка. Дальнейшие данные, относящиеся к консистенции глин, приведены в § 8.

Пористость, влажность и удельный вес

Пористостью n называется отношение объема пор к общему объему агрегата грунта. Термин объем пор относится к той части объема грунта, которая не занята минеральными зернами. Если пористость выражается в процентах, ее можно называть процентной пористостью.

Коэффициент пористости e представляет собой отношение объема пор к объему твердого вещества. Если V — общий объем грунта, а V_v — общий объем пор, то:

$$n = \frac{V_v}{V} \quad (7.1a)$$

и

$$e = \frac{V_v}{V - V_v}. \quad (7.16)$$

Соотношение между коэффициентом пористости и пористостью выражается уравнениями:

$$e = \frac{n}{1-n} \quad (7.2a)$$

$$n = \frac{e}{1+e} \quad (7.26)$$

Пористость устойчивой массы из одинаковых зерен, не обладающих способностью сцепления друг с другом, зависит от их расположения. При самом плотном расположении $n=26\%$, а в самом рыхлом состоянии $n=47\%$. Естественные пески встречаются с пористостью от 25 до 50%. Пористость естественных песчаных отложений зависит от формы зерен, единообразия их размеров и от условий оседания.

Влияние формы зерен на пористость агрегата может быть проиллюстрировано смешиванием различных количеств слюды с однородным песком. Если содержание слюды по весу равно последовательно 0; 5; 10; 20 и 40%, то пористость полученной смеси при рыхлой отсыпке в сосуд будет соответственно около 47; 60; 70; 77 и 84%. Пористость мягкой естественной глины, которая содержит значительный процент плоских частиц, обычно находится в пределах между 30 и 60%, но может достигать даже 90%.

Вследствие значительного влияния формы зерен и степени однородности на пористость, последняя сама по себе еще не позволяет судить, является ли грунт рыхлым или плотным. Это можно узнать только сравнением пористости данного грунта с его же пористостью в самом плотном и рыхлом из всех состояний. Относительная плотность песчаного грунта может быть численно выражена величиной D_r , определяемой уравнением

$$D_r = \frac{e_0 - e}{e_0 - e_{\min}}, \quad (7.3)$$

где e_0 — коэффициент пористости грунта в самом рыхлом состоянии;

$e_{\min}$ — коэффициент пористости грунта в самом плотном состоянии, какое только может быть получено в лаборатории;

e — коэффициент пористости естественного грунта.

Чтобы получить самое рыхлое состояние среднего или крупного песка, его сначала высушивают, а затем сыпают с небольшой высоты в сосуд. Очень мелкие пески и каменную муку приводят в самое рыхлое состояние, смешивая образец с достаточным количеством воды, чтобы получить густую суспензию, которой дают осесть. Значение e_0 равно конечному коэффициенту пористости осадка. Относительная плотность песка имеет четко определенное значение, так как ее величина практически не зависит от статического давления, которому

подвергнут песок. Она зависит прежде всего от способа отсыпки и уплотнения песка.

С другой стороны, степень плотности глины и других связанных грунтов зависит, главным образом, от нагрузки, которую они несут, и в некоторых случаях от скорости, с которой нагрузка прикладывается. Степень плотности этих грунтов лучше всего выражать с помощью относительной консолидации (§ 8), которая аналогична относительной плотности D_r грунтов с небольшим или отсутствующим сцеплением.

Влажность w грунта представляет собой отношение веса воды к весу сухого агрегата грунта. Она обычно выражается в процентах.

В песках, расположенных близко к горизонту грунтовых вод, часть пор может быть занята воздухом. Если e_w представляет собой объем, занятый водой и приходящийся на единицу объема твердого вещества, тогда отношение

$$S_r = \frac{100e_w}{e} \% \quad (7.4)$$

представляет собой степень насыщения.

Степень насыщения песков обычно определяется такими словами, как сухой или влажный. Табл. 1 содержит перечень таких описательных терминов и соответствующие им степени насыщения.

Номенклатура, приведенная в табл. 1, приложима только к пескам или очень песчанистым глинам. Глина в высушенном состоянии со степенью насыщения 90% может быть такой твердой, что она могла бы быть названа сухой, а не влажной.

Таблица 1
Степень насыщения песка в различных состояниях

Состояние песка	Степень насыщения в %
Сухой	0
Влажный	1—25
Сырой	25—50
Мокрый	50—75
Очень мокрый	75—99
Насыщенный	100

Крупные пески, расположенные выше грунтовых вод, являются обычно влажными. Мелкие или пылеватые пески являются влажными, мокрыми или насыщенными. Глина почти всегда полностью или почти полностью насыщена, за исклю-

чением поверхностных слоев, которые подвержены сезонным колебаниям температуры и влажности. Если глина содержит газы, то они представлены пузырьками, рассеянными по всему объему. В пузырьках может находиться воздух, который попал в грунт в процессе осаждения, или газ, образовавшийся позже в результате таких химических процессов, как например, разложение органического вещества. Газы могут находиться под давлением достаточно большим, чтобы вызвать энергичное набухание глины при постоянной влажности, если уменьшить внешнее давление.

Определение содержания газов в грунте является исключительно трудным. Оно выходит за пределы обычных испытаний и если вообще может быть выполнено, то для этого требуется специальное оборудование.

Объемным весом грунтового агрегата называется вес агрегата (скелет плюс вода) на единицу объема. Он зависит от удельного веса грунта, пористости агрегата и степени насыщения. Он может быть рассчитан следующим образом. Пусть

γ_s — средний удельный вес грунта;

γ_w — удельный вес воды;

n — пористость (выраженная как отношение).

Объемный вес сухого грунта ($S_r = 0$) будет

$$\gamma_d = (1 - n) \gamma_s, \quad (7.5)$$

а для насыщенного грунта ($S_r = 100\%$)

$$\gamma = (1 - n) \gamma_s + n \gamma_w = \gamma_s - n(\gamma_s - \gamma_w). \quad (7.6)$$

Удельный вес основных составляющих скелета приведен в табл. 2.

Таблица 2

Удельный вес наиболее важных составных частей скелета в г/см³

Гипс	2,32	Доломит	2,87
Монтмориллонит ¹	2,4	Арагонит	2,94
Ортоклаз	2,56	Биотит	3—3,1
Каолинит	2,6	Авгит	3,2—3,4
Иллит	2,6	Амфибол	3,2—3,5
Хлорит	2,6—3	Лимонит	3,8
Кварц	2,66	Гидрогематит	4,3±
Тальк	2,7	Магнетит	5,17
Кальцит	2,72	Гематит	5,2
Мусковит	2,8—2,9		

(по Ларсену и Берману)

¹ Теоретическая величина, рассчитанная по атомным весам составляющих кристаллической решетки, по Р. Е. Гриму.

Средний удельный вес песчаных зерен составляет обычно около $2,65 \text{ г/см}^3$. Удельный вес глинистых частиц колеблется от 2,5 до $2,9 \text{ г/см}^3$, в среднем 2,7.

В табл. 3 приведены пористость и объемный вес типичных грунтов. Для песчаных грунтов приведен также объемный вес скелета. Веса рассчитаны в предположении, что удельный вес равен $2,65 \text{ г/см}^3$ для песчаных грунтов и $2,7 \text{ г/см}^3$ — для глин.

Приведенные в табл. 3 значения должны рассматриваться лишь как приближенные. Перед тем как производить окончательные расчеты, в каждом отдельном случае всегда должен быть определен действительный объемный вес грунта.

Таблица 3

Пористость, коэффициент пористости и объемный вес типичных грунтов в естественном состоянии

Наименование грунта	Пористость n %	Коэффициент пористости e	Влажность w %	Объемный вес в г/см^3	
				γ_d	γ
Песок:					
однородный рыхлый	46	0,85	32	1,43	1,89
однородный плотный	34	0,51	19	1,75	2,09
разнозернистый рыхлый	40	0,67	25	1,59	1,99
разнозернистый плотный	30	0,43	16	1,86	2,16
Тилль глинистый очень разнозернистый	20	0,25	9	2,12	2,32
Глина:					
мягкая ледниковая	55	1,2	45	—	1,77
жесткая ледниковая	37	0,6	22	—	2,07
мягкая слабоорганическая	66	1,9	70	—	1,58
мягкая сильноорганическая	75	3,0	110	—	1,43
Бентонит мягкий	84	5,2	194	—	1,27

Задачи.

1. Образец насыщенной глины весит 1526 г в естественном состоянии и 1053 г после высушивания. Найти естественную влажность. Если удельный вес скелета равен $2,7 \text{ г/см}^3$, то чему равны коэффициент пористости, пористость и объемный вес?

Ответ. $w = 45\%$; $e = 1,22$; $n = 0,55$; $\gamma = 1,76 \text{ г/см}^3$.

2. Образец ортштейна в естественном состоянии имеет объем $56,4 \text{ см}^3$ и весит 129,1 г. В сухом состоянии он весит 121,5 г. Удельный вес скелета равен $2,7 \text{ г/см}^3$. Вычислить влажность, коэффициент пористости и степень насыщения.

Ответ. $w = 6,3\%$; $e = 0,25$; $S_r = 0,67$.

3. Объемный вес песчаной засыпки был найден равным в естественных условиях $1,75 \text{ т/м}^3$. Влажность во время испытания составляла $8,6\%$,

удельный вес скелета равен $2,6 \text{ г/см}^3$. Коэффициент пористости в самом рыхлом и самом плотном состояниях был найден в лаборатории равным 0,642 и 0,462 соответственно. Чему равны коэффициент пористости и степень плотности засыпки?

Ответ. $e = 0,616$; $D_r = 0,14$.

4. Сухой кварцевый песок имеет объемный вес $1,54 \text{ т/м}^3$. Чему равен его объемный вес в насыщенном состоянии?

Ответ. $\gamma = 1,95 \text{ т/м}^3$.

5. Объем образца пылеватой глины, найденный методом погружения в ртуть, равен $14,88 \text{ см}^3$, его вес при естественной влажности равен $28,81 \text{ г}$, а после высушивания — $24,83 \text{ г}$. Удельный вес скелета равен $2,7 \text{ г/см}^3$. Вычислить коэффициент пористости и степень насыщения образца.

Ответ. $e = 0,618$; $S_r = 74\%$.

6. Для значений пористости грунтов, приведенных в табл. 3, определить влажность w и объемный вес γ песка (для грунтов 1—5 $\gamma_s = 2,65 \text{ г/см}^3$; для грунтов 6—10 $\gamma_s = 2,7 \text{ г/см}^3$).

§ 8. КОНСИСТЕНЦИЯ И ЧУВСТВИТЕЛЬНОСТЬ ГЛИН

Консистенция и чувствительность ненарушенных глин

Консистенция глин и других связных грунтов обычно описывается как мягкая, средняя, жесткая или твердая.

Наиболее прямой количественной мерой консистенции является нагрузка на единицу площади сечения, при которой призматический или цилиндрический образец разрушается при испытании на простое сжатие. Эта величина известна как прочность грунта на одноосное сжатие. Значения прочности, соответствующие различным видам консистенции, даны в табл. 4.

Таблица 4

Консистенция глин, выраженная через прочность на одноосное сжатие

Консистенция	Прочность $q_{ув}$ кг/см ²
Очень мягкая	$< 0,25$
Мягкая	$0,25—0,5$
Среднежесткая	$0,5—1$
Жесткая	$1—2$
Очень жесткая	$2—4$
Чрезвычайно жесткая ¹	> 4

¹ Если чрезвычайно жесткая глина является также и хрупкой, то она называется твердой.

Глина обладает тем общим со многими другими коллоидными веществами свойством, что переминание при постоянной влажности вызывает ее размягчение. Глина, испытывавшая переминание или переработку, обычно называется нарушенной. Эффект размягчения вызывается, по-видимому, двумя различными причинами: нарушением порядка в расположении молекул в адсорбированных слоях и раз-

рушением структуры, которую глина приобрела в процессе седиментации. Та часть потери прочности, которая вызвана нарушением адсорбированных слоев, постепенно снова восстанавливается при неизменной влажности, после того как обработка глины прекратилась. Та часть потери прочности, которая обусловлена, по-видимому, необратимыми нарушениями структуры, не может быть восстановлена, если только влажность глины не уменьшается. Отношение между этими двумя составляющими прочности весьма различно у различных глин.

Термином чувствительность обозначают влияние нарушения структуры на консистенцию глины независимо от физической природы причин нарушения. Степень чувствительности неодинакова не только у различных глин, но может быть даже различной у одной и той же глины в зависимости от ее влажности.

Если глина очень чувствительна, оползень может превратить ее в массу, способную течь по слабо наклонной поверхности, тогда как подобный же оползень в глинe с низкой чувствительностью вызывает лишь заметную местную деформацию. Изменение консистенции, вызванное нарушением чувствительной глины, всегда связано с изменением ее прочности.

Степень чувствительности S_t глины выражается как отношение прочности на одноосное сжатие в ненарушенном состоянии к прочности того же образца при той же влажности, но в перемятом состоянии. Таким образом:

$$S_t = \frac{\text{прочность в ненарушенном состоянии}}{\text{прочность в нарушенном состоянии}}. \quad (8.1)$$

Значение S_t для большинства глин находится в пределах между 2 и 4. Для чувствительных глин эти пределы составляют от 4 до 8. Однако известны сверхчувствительные глины с значением $S_t > 8$.

Высокие степени чувствительности могут быть обусловлены либо хорошо развитой скелетной структурой, либо высокой тиксотропностью самых тонких фракций (§ 4 и 17), либо обоими этими причинами. Такие глины встречаются главным образом среди мягких ледниковых глин, которые откладывались в солоноватой или морской воде, и среди мягких глин, образовавшихся в результате разложения вулканического пепла.

Представление о характере структуры глины можно получить, сравнивая объемный вес высушенного образца ненарушенного грунта γ_{di} с объемным весом γ_{dr} высушенного образца грунта, тщательно перемятого до высушивания при его естественной влажности. Чем больше разница между

этими величинами, тем сильнее структура ненарушенного грунта отличается от беспорядочной структуры нарушенного грунта.

Консистенция нарушенных грунтов

После нарушения структуры связного грунта его консистенция может быть произвольно изменена увеличением или уменьшением влажности. Так, например, если влажность

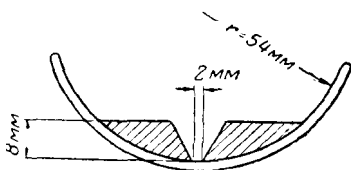


Рис. 8. Сечение лепешки грунта для определения предела текучести (по А. Казагранде)

глинистого раствора постепенно уменьшать путем медленного высушивания, глина переходит из жидкого состояния в пластичное и, наконец, в твердое. Влажности, при которых различные глины переходят из одного состояния в другое, весьма различны. Поэтому влажность при этих переходах может быть использована для определения и сравнения меж-

ду собой различных глин. Однако переход из одного состояния в другое не совершается скачкообразно по достижении некоторой критической влажности. Он происходит постепенно в достаточно широких пределах значений влажности. По этой причине всякая попытка установить границу между видами консистенции содержит элемент некоторого произвола.

Наиболее удобным для инженерных целей оказался метод, заимствованный из агрономии. Он известен как метод Аттерберга, а влажности, соответствующие границам между видами консистенции, называются пределами Аттерберга.

Предел текучести L_w представляет собой влажность в процентах, при которой две части лепешки грунта, имеющие размеры, показанные на рис. 8, едва касаются друг друга, но не сливаются, если подвергнуть чашку резким ударам снизу. Результаты такого испытания существенно зависят от лица, которое его производит. Для того чтобы исключить субъективный фактор, применяют стандартный механический прибор.

Предел пластичности P_w , или нижний предел пластичного состояния, представляет собой влажность, при которой грунт начинает крошиться при раскатывании в тонкий шнурок. Описание результатов определения пределов пластичности должно содержать также данные о том, был ли шнурок непосредственно перед растрескиванием очень тугим и прочным, как это бывает у гумбо, умеренно тугим,

как у средних ледниковых глин, или слабым и коздреватым, как это имеет место в случае органических или слюдястых неорганических грунтов.

Предел липкости T_w представляет собой наименьшую влажность, при которой грунт еще прилипает к металлическим инструментам. Он определяется путем постепенного уменьшения влажности глинистой лепешки, пока не будет получаться чистая поверхность никелированного шпателя после того, как его проведут плоской стороной по поверхности лепешки.

Предел усадки S_w , или нижний предел изменения объема грунта, представляет собой влажность, начиная с которой дальнейшее высушивание не приводит к уменьшению объема. Как только грунт переходит через предел усадки, цвет его становится несколько светлее.

Область влажности, в пределах которой грунт обладает пластичностью, называется областью пластичности, а численная величина разницы между пределом текучести и пределом пластичности называется числом пластичности I_w .

По мере того как влажность w связного грунта приближается к нижнему пределу P_w области пластичности, плотность грунта возрастает.

Отношение:

$$C_r = \frac{L_w - w}{L_w - P_w} = \frac{L_w - w}{I_w} \quad (8.2)$$

называется относительной консистенцией грунта. Она аналогична относительной плотности сыпучих грунтов [см. уравнение (7.3)]. Если влажность естественных пластов грунта выше предела текучести (относительная консистенция отрицательна), процесс нарушения превращает грунт в густую вязкую жидкость. Если естественная влажность меньше предела пластичности (относительная консистенция больше единицы), грунт не может быть нарушен¹.

Прочность на одноосное сжатие ненарушенных глин с относительной консистенцией, близкой к нулю, обычно находится в пределах между 0,3 и 1 кг/см². Если относительная консистенция близка к единице, прочность на сжатие, как правило, лежит между 1 и 5 кг/см².

Для определения и сопоставления связных грунтов полезно знать, кроме пределов Аттерберга, также и прочность q_u грунта в сухом состоянии, которую мы будем называть сухой прочностью. Прочность воздушно-сухого образца глины колеблется от 2 до более чем 200 кг/см², и опытный

¹ Это следует понимать таким образом, что переминание грунта не снижает его прочности. (Ред.)

исследователь может различать такие степени прочности, как очень низкую, низкую, среднюю, высокую и очень высокую, просто сдвигая угловатый комок грунта между пальцами. Прочность называется средней, если комок превращается в пыль только при большом усилии. Комки с очень высокой прочностью вообще нельзя разрушить давлением пальцев, тогда как грунт очень низкой прочности полностью рассыпается при слабом давлении.

Образцы для такого опробования должны готовиться в форме цилиндров высотой и диаметром по 2,5 см, сформованных из пасты с влажностью около предела пластичности. После высушивания цилиндра при комнатной температуре его разбивают на мелкие кусочки и обломки для испытания выбирают из средней части образца.

Классификация грунтов с помощью диаграммы пластичности

В соответствии с их общим характером и по наиболее существенным физическим свойствам связные грунты могут быть подразделены на следующие восемь больших групп: неорганические глины высокой, средней или низкой пластичности; неорганические пылеватые грунты (неорганический ил) высокой, средней или низкой сжимаемости; органические глины, органические пылеватые грунты (органический ил).

Эта классификация практически идентична с применяемой буровыми мастерами при построении разреза буровой скважины (см. § 2). Если не было сделано ошибок, такой разрез позволяет проектировщику получить представление об общем характере грунта. Однако даже опытный мастер или техник не всегда может установить разницу между некоторыми связными грунтами только по их внешнему виду, а новичок, по-видимому, всегда допустит серьезную ошибку. Поэтому были предприняты различные попытки исключить риск таких ошибок. В результате этих попыток было найдено, что различие между отдельными группами может быть надежно установлено с помощью диаграммы пластичности, приведенной на рис. 9 [8.1].

На диаграмме пластичности ординаты представляют собой число пластичности I_w , а абсциссы — пределы текучести L_w . Диаграмма разбита на шесть областей — три выше линии A и три — ниже. Группа, к которой принадлежит данный грунт, определяется по названию области, в которую попадает точка, соответствующая значениям I_w и L_w грунта. Все точки, изображающие неорганические глины, лежат выше линии A , а все точки для неорганических илов — ниже нее. Поэтому если о грунте известно, что он является неорганическим, то его принадлежность к той или иной группе может быть определена только по одним значениям I_w и

L_w . Однако точки, изображающие органические глины, обычно расположены в пределах той же области, что и точки, изображающие неорганические илы (пылеватые грунты) высокой сжимаемости, а точки, соответствующие органическому илу, — в области неорганического пылеватого грунта средней сжимаемости.

Обычно органические грунты можно отличить от неорганических по характерному запаху и темно-серому или черно-

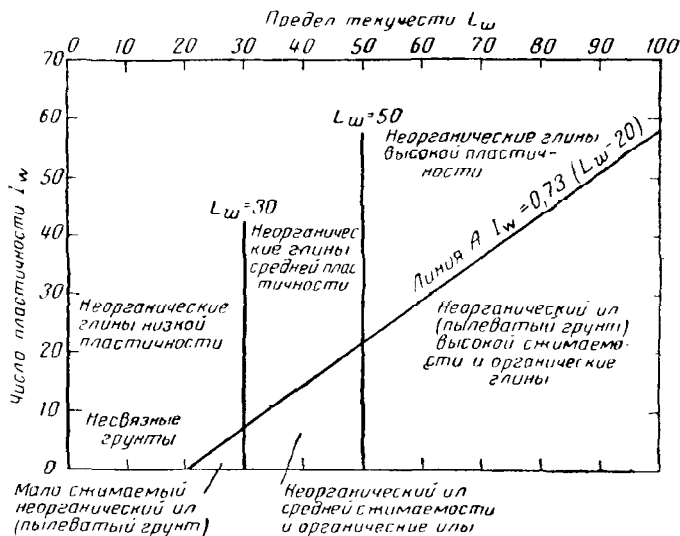


Рис. 9. Диаграмма пластичности

му цвету. В сомнительных случаях следует определить предел текучести для естественного образца и образца, высушенного в термостате. Если высушивание уменьшает предел текучести на 30% или более, грунт является органическим. Наконец, если неорганический и органический грунты представлены на рис. 9 примерно одними и теми же точками, прочность в сухом состоянии значительно больше у органического грунта, чем у неорганического.

Опыт показывает, что точки, представляющие различные образцы из одного и того же пласта, обычно ложатся на прямую, которая приблизительно параллельна линии А. С возрастанием предела текучести грунтов, изображаемых подобными линиями, пластичность и сжимаемость их также возрастают. Сухая прочность неорганических грунтов, представленных точками на линиях, расположенных выше линии А, возрастает от средней для образцов с пределом текучести ниже 30 до очень высокой для образцов с пределом текучести выше 100.

С другой стороны, если линия, соответствующая образцам органического грунта из данного пласта, расположена на значительном расстоянии ниже линии *A*, прочность в сухом состоянии образцов с пределом текучести менее 50 очень низка, а образцов с пределом текучести, близким к 100,

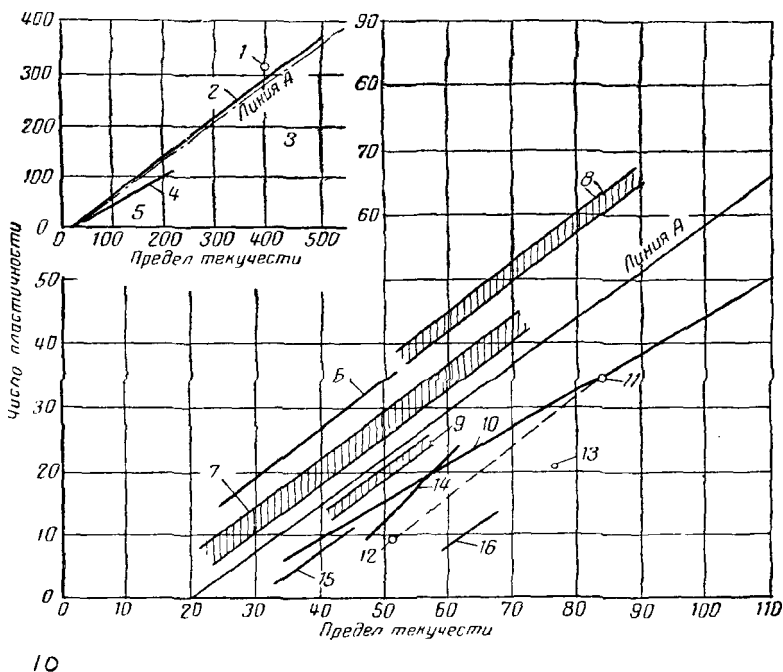


Рис. 10. Соотношение между пределом текучести и числом пластичности для типичных грунтов (по А. Казагранде)

1 — бентонит (Вайоминг); 2 — вулканическая глина (Мексико-Сити); 3 — различные виды торфа; 4 — органический ил и глина (Флашинг-Медоу); 5 — диатомовая земля (Калифорния и Миссисипи); 6 — глина (Венецуэла); 7 — ледниковые глины (Бостон, Детройт, Чикаго, Канада); 8 — глина гумбо (Миссисипи, Арканзас, Техас); 9 — глины типа каолина (Вашингтон, Сев. Каролина); 10 — органический ил и глина (Флашинг-Медоу); 11 — органическая глина (Нов. Лондон, Коннектикут) в естественном состоянии; 12 — органическая глина высушенная; 13 — порошок из слюды; 14 — органический ил и глина (Панама); 15 — слабоустойчивый песчаный ил (Картерсвилл); 16 — каолин (Вашингтон)

имеет лишь среднее значение. В соответствии с этими соотношениями сухая прочность органических грунтов из различных районов, но с одинаковыми пределами текучести, вообще возрастает с увеличением числа пластичности. На рис. 10 приведена характеристика пластичности для нескольких хорошо изученных типов глин [8.11].

Образцы, требующиеся для определения пределов Аттерберга, не должны быть ненарушенными, а техника проведения испытания очень проста. Даже при современной началь-

ной стадии наших знаний результаты этих испытаний могут быть весьма полезны. Поэтому изучение статистических соотношений между пределами Аттерберга и другими физическими свойствами связных грунтов составляет одну из наиболее многообещающих областей исследования в физике грунтов. Каждая надежно установленная статистическая связь подобного типа расширяет объем выводов, которые могут быть сделаны по результатам определения пределов консолидации. Два полезных соотношения этого типа приведены на рис. 23 и 29.

§ 9. МИНИМАЛЬНЫЕ ТРЕБОВАНИЯ, КОТОРЫМ ДОЛЖНО УДОВЛЕТВОРЯТЬ ПРАВИЛЬНОЕ ОПИСАНИЕ ГРУНТОВ

В § 6 были описаны методы, позволяющие подразделить крупнозернистые грунты на несколько больших групп по их гранулометрическим характеристикам, а в § 8 — подразделение тонкозернистых грунтов на восемь больших групп по их пластичности.

Если инженеру известна группа, к которой принадлежит данный грунт, то он, в общем, знает также и наиболее характерные физические свойства грунта. Однако каждая группа включает грунты с большим разнообразием свойств и, кроме того, каждый грунт может встречаться в поле в самых различных состояниях. Чтобы различить отдельных представителей каждой группы и различные состояния каждого из них, можно пользоваться двумя методами: либо можно ввести дальнейшее подразделение основных групп, либо групповое наименование дополнять численными значениями, характеризующими индексационные свойства грунта.

Первый из этих двух методов удобен для классификации грунтов в географически ограниченных районах, так как в пределах таких районов количество различных типов и состояний грунта, по-видимому, будет довольно узким. Поэтому такой метод применяется широко и с большим успехом местными строительными организациями, как например, дорожными департаментами отдельных штатов США. Однако использование подобного метода для разработки универсальной системы классификации грунта имеет мало перспектив на успех, так как требуемая терминология будет неизбежно столь сложна, что приведет к невероятной путанице.

С другой стороны, второй метод может быть с успехом использован при любых обстоятельствах, если только для индексации выбраны такие характеристики, которые соответствуют существенным физическим свойствам грунта. Характеристики, необходимые для надежного описания различных типов грунтов, сведены в табл. 5. Грунты, перечисленные в этой таблице, были описаны в § 2, который содержит все

Таблица 5

Данные, необходимые для идентификации грунтов																			
Вид грунта	Общие сведения						Результаты классификационных испытаний												
							Ненарушенные образцы ¹		Нарушенные образцы										
	цвет	запах ²	текстура ³	дilatенция ⁴	свойства частиц ⁵	сухая прочность ⁶	естественный коэффициент пористости ⁷	естественная влажность	естественный объемный вес	объемный вес скелета	прочность на одноосное сжатие	чувствительность ⁸	максимальный коэффициент пористости ⁹	минимальный коэффициент пористости ¹⁰	предел текучести ¹¹	предел пластичности ¹²	объемный вес скелета	механический состав ¹³	содержание карбонатов ¹⁴
Ортштейн ¹⁵	×	—	×	—	×	—	—	—	×	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
Песок, гравий	×	—	—	—	×	—	×	—	—	—	—	—	×	×	—	—	—	×	—
Ил неорганический	×	—	×	×	—	×	—	×	×	×	×	×	—	—	×	×	×	×	×
, органический	×	×	×	×	—	×	—	×	×	×	×	×	—	—	×	×	×	×	×
Глина	×	—	×	—	—	×	—	×	×	×	×	×	—	—	×	×	×	—	×
, органическая	×	×	×	—	—	×	—	×	×	×	×	×	—	—	×	×	×	—	×
Торф	×	×	×	—	×	—	—	—	×	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
Глина валунная (тиль)	×	—	—	—	×	—	×	×	×	—	—	—	×	×	—	—	—	×	—
Туф мелкозернистый	×	—	×	—	—	×	—	—	×	×	×	×	—	—	×	×	×	×	—
Лесс ¹⁶	×	—	×	×	—	×	×	×	×	×	×	—	×	×	×	×	×	×	×
преобразованный	×	—	×	×	—	×	×	×	×	×	×	—	×	×	×	×	×	×	×
Эдоубн	×	—	×	×	—	×	×	×	×	×	×	—	×	×	×	×	×	×	×
Мергель	×	—	×	×	—	×	—	×	×	×	×	×	—	—	×	×	×	×	×
озерный	×	—	×	×	—	×	—	×	×	×	×	×	—	—	×	×	×	×	×
Гумбо	×	—	×	—	—	×	—	×	×	×	×	×	—	—	×	×	×	×	×

¹ Если ненарушенные образцы отсутствуют, используются образцы, отобранные ложками (§ 44).

² Если запах слабый, образец нужно слегка подогреть. Это усиливает запах.

³ Описать, как выглядит ненарушенный образец в свежем изломе (зернистый, шероховатый, гладкий, глянцевитый). Затем растереть небольшое количество грунта между пальцами и описать ощущение (мучнистая, гладкая, песчанистая, остроугольная текстура). Если крупные образцы легко разламываются на мелкие куски, описать, как выглядят трещинами.

⁴ Описать форму (угловатые; слабо угловатые; округлые; плохо окатанные; хорошо окатанные частицы) и минералогическую характеристику только макроскопических частиц (сохранившиеся; выветрившиеся; сильно разложившиеся; твердые; хрупкие). В случае торфа термин «свойства частиц» означает степень разложения торфа.

⁵ Разделить сухой кусочек между пальцами и описать твердость (очень низкая; низкая; средняя; высокая; очень высокая).

⁶ Если нет ненарушенных образцов, указать результаты испытания на стандартную пенетрацию или эквивалентного ему (§ 44).

⁷ Производится только для глины и тонкозернистого ила при влажности, превышающей предел пластичности.

⁸ Образец готовится, как описано на стр. 48.

⁹ Определяется по методу Проктора (стр. 425).

¹⁰ Если грунт органический, определить L_w сначала в свежем состоянии, а затем после высушивания при 105°.

¹¹ Кроме численного значения P_w указать, был ли шнур очень тугим, тугим, средним или слабым.

¹² Результаты представляются либо в виде графика в полулогарифмической сетке координат, либо в виде численных значений D_{10} или $U = D_{30}/D_{10}$ (§ 6) с указанием степени подогрета соляной кислотой. Указать результаты опыта: сильное, слабое вскипание, нет вскипания.

¹³ Результаты представляются либо в виде графика в полулогарифмической сетке координат, либо в виде численных значений D_{10} или $U = D_{30}/D_{10}$ (§ 6) с указанием степени подогрета соляной кислотой. Указать результаты опыта: сильное, слабое вскипание, нет вскипания.

¹⁴ Содержание карбоната кальция может быть определено смачиванием сухого материи обломков в свежем состоянии и после размачивания в воде.

¹⁵ К данным о текстуре добавить описание общего вида, структуры и степени связности гранулометрического состава (см. рис. 4).

¹⁶ Добавить к данным о текстуре описание макроскопических характеристик лесса, как например, диаметр и расстояние между корневыми каналами и т. д.

данные, необходимые по крайней мере для первой попытки классификации грунтов. После того как тип грунта установлен, следует обратиться к табл. 5 и провести все испытания, предписанные для соответствующего типа. Результаты испытаний будут служить критерием для подразделения различных грунтов одного и того же типа. За исключением валунной глины (тилла), ортштейна и торфа, все грунты, перечисленные в табл. 5, состоят либо исключительно из таких крупных частиц, как песчаные и гравелистые, либо лишь из мелких частиц, имеющих размеры пылевой или глинистой фракции.

Грунты, которые состоят из смеси этих составляющих, рассматриваются как смешанные. Чтобы описать смешанный грунт, прежде всего необходимо определить коэффициент пористости в естественном состоянии e , естественную влажность w и гранулометрический состав. Затем грунт подразделяется на две части, одна из которых содержит все зерна размером больше 0,1 мм, а другая — остаток. Крупные фракции подвергаются классификационным испытаниям, предписанным для песка и гравия, а остаток — испытаниям для пыли (ила) и глины. Если грунты, встретившиеся на данном строительстве, были подвергнуты иным испытаниям, чем перечисленные в табл. 5, важнейшие результаты этих испытаний должны быть включены в отчет. Даже кажущийся однородным грунт не может считаться удовлетворительно описанным, если не были определены индексационные свойства по крайней мере нескольких образцов из одного и того же пласта. Отчет должен содержать также краткие материалы, относящиеся к геологической истории отложения.

В настоящее время наиболее крупные строительные организации имеют свои грунтовые лаборатории, в которых классификационные испытания проводятся в массовом масштабе. Результаты подобных испытаний имеют такое большое практическое значение, что они должны производиться во всех случаях, когда инженер имеет дело с грунтами. Выполнение этих испытаний способствует ознакомлению инженеров с различными свойствами грунтов, с которыми они встретились, а результаты испытаний значительно увеличивают ценность полевых наблюдений. После того как инженер лично испытал несколько десятков образцов грунта из одного и того же района, он почувствует, что в состоянии определять индексационные свойства большинства грунтов данного района без каких-либо испытаний. Он получит возможность также различать отдельные грунты или отдельные состояния одного и того же грунта, которые раньше он считал одинаковыми.

Каждый инженер должен уметь оценивать пластичность и гранулометрический состав грунтов по численным харак-

теристикам, а не только с помощью прилагательных. Распределение зерен песка должно оцениваться коэффициентом однородности $U = D_{60}/D_{10}$ (§ 6), а не словами «хорошо подобранный» или «плохо подобранный». Степень пластичности должна оцениваться с помощью числа пластичности (§ 8), а не словами «следы пластичности» или «высокая пластичность».

Подобный метод оценки настолько важен, что преподаватель должен прививать его аудитории с самого начала. Использование системы числовых характеристик предупреждает недоразумения и побуждает к проверке время от времени степени правильности визуальных определений. Без периодических контрольных испытаний утрата способности к правильной визуальной оценке свойств грунта может пройти незамеченной.

ГЛАВА II

ГИДРАВЛИЧЕСКИЕ И МЕХАНИЧЕСКИЕ СВОЙСТВА ГРУНТОВ

§ 10. ЗНАЧЕНИЕ ГИДРАВЛИЧЕСКИХ И МЕХАНИЧЕСКИХ СВОЙСТВ ГРУНТОВ

В предыдущей главе мы рассматривали индексационные свойства грунтов. Так как эти свойства отражают общий характер данного грунта, они позволяют судить о степени сходства или различия между грунтами из разных районов. Кроме того, они используются при описании строительного опыта для возможности учета его на последующих стройках.

Выше подчеркивалось, что техника возведения фундаментов и земляных сооружений основана главным образом на опыте. Однако точно так же следует отметить, что строительная техника вообще не могла бы выйти из состояния относительного застоя, если бы накопленный опыт не подкреплялся научными исследованиями. Функция науки состоит в том, чтобы раскрывать зависимость между явлениями и их причинами. Для установления подобной зависимости в геотехнике необходимо было изучить физические свойства различных типов грунтов точно так же, как и для исследования строительных конструкций надлежит знать свойства стали и бетона. Тот или иной сорт стали или бетона будет вполне достаточно охарактеризован для практических целей, если известна его прочность и модуль упругости.

С другой стороны, практические задачи, относящиеся к грунтам, могут требовать рассмотрения разнообразных свойств грунтов. Среди них первое место занимают водопроницаемость, компрессия, сопротивление сдвигу и соотношения между напряжениями и деформациями. Ниже эти свойства рассмотрены детально.

§ 11. ВОДОПРОНИЦАЕМОСТЬ ГРУНТОВ

Введение

Материал является проницаемым, если он содержит сообщающуюся систему пор. Так как подобные поры имеются во всех грунтах, включая самые плотные глины, и во всех

неметаллических строительных материалах, включая прочный гранит и цементный камень, то все эти материалы являются проницаемыми.

Более того, фильтрация воды через все эти материалы подчиняется приблизительно одним и тем же законам. Следовательно, фильтрация воды сквозь чистый песок или твердый гранит различается лишь по интенсивности.

Проницаемость грунтов оказывает решающее влияние на стоимость и сложность многих строительных работ, как например, разработку котлованов в водонасыщенных песках. Она определяет также скорость уплотнения пласта мягкой глины под влиянием приложенной нагрузки. Даже водопроницаемость плотного бетона или скалы может вызвать на практике серьезные осложнения, так как вода развивает давление на пористые материалы, сквозь которые она просачивается. Это давление, известное под названием фильтрационного, может быть очень высоким.

Ошибочное, но широко распространенное представление о том, будто плотная глина или бетон являются непроницаемыми, объясняется тем фактом, что все количество воды, которое просачивается через эти материалы к наружной поверхности, успевает испариться даже в очень влажной атмосфере. Вследствие этого поверхность кажется сухой. Однако механический эффект фильтрации совершенно не зависит от ее скорости и отсутствие видимого расхода воды еще не означает отсутствия фильтрационного давления. Поразительное проявление этого факта можно наблюдать при рытье выемок в очень мелкой горной муке. Проницаемость этого материала очень низкая. Однако даже небольшого изменения давления воды в порах может оказаться достаточным, чтобы превратить большие массы этого грунта в полужидкое состояние.

Определения. Закон Дарси

Когда вода просачивается через проницаемый материал, отдельные ее частицы двигаются вдоль путей, которые испытывают разнообразные, но незначительные отклонения от гладких кривых, называемых линиями тока. Если соседние линии тока являются параллельными прямыми, то течение называют **линейным**.

Принципы гидравлики, относящиеся к линейному течению, иллюстрируются рис. 11. На этом рисунке точки *a* и *b* представляют концы линии тока. На этих концах установлены вертикальные трубки, которые называются **пьезометрическими**, для наблюдения за уровнем поднятия воды в этих точках. Уровень воды в трубке *b* называется **пьезометрическим уровнем в точке *b***, а вертикальное рас-

стояние от этого уровня до точки b называется пьезометрической высотой в этой точке.

Расстояние по вертикали между a и b представляет собой разность положений ΔH . Если вода в гидравлической системе имеет одинаковые уровни в пьезометрических трубках a и b , то система находится в состоянии покоя независимо от разности положений. Течение может иметь место только в том случае, если пьезометрические уровни в точках a и b отличаются на величину h , называемую разностью напоров, или разностью пьезометрических уровней в точках a и b .

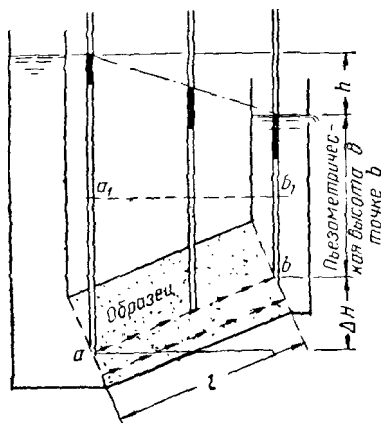


Рис. 11. Схема изменения гидравлического напора и пьезометрической высоты при линейном течении воды сквозь образец грунта

Следует отметить, что разность пьезометрических уровней равна разности пьезометрических высот в точках a и b только в том случае, если разность положений ΔH равна нулю.

На рис. 11 a_1 и b_1 представляют собой две точки, расположенные на одинаковых уровнях соответственно в пьезометрических трубках a и b . Так как удельный вес воды равен γ_w , то гидростатическое давление в точке a_1 превосходит давление в точке b_1 на величину $\gamma_w h$. Разность $\gamma_w h$ гидростатического давления в двух точках, расположенных на одном и том же уровне, называется избыточным гидростатическим давлением. Это то давление, которое заставляет воду двигаться сквозь грунт между точками a и b .

Отношение

$$i_p = \gamma_w \frac{h}{l} = \frac{u}{l}, \quad (11.1)$$

в котором u обозначает избыточное гидростатическое давление, представляет собой градиент давления между точками a и b . Он измеряется в $г/см^3$.

Отношение

$$i = \frac{i_p}{\gamma_w} = \frac{1}{\gamma_w} \cdot \frac{u}{l} = \frac{h}{l} \quad (11.2)$$

называется гидравлическим градиентом и представляет собой отвлеченное число.

Скорость фильтрации v представляет собой количество воды, которое просачивается в единицу времени через единицу площади сечения нормальной к линиям тока. В статистически изотропном пористом материале пористость плоского сечения равна объемной пористости n . Следовательно, средняя скорость v_s , с которой вода движется сквозь поры материала, равна скорости фильтрации, деленной на пористость. Значение v_s представляет собой истинную скорость фильтрации. Если термин «скорость» употребляется в связи с фильтрацией, он всегда означает скорость фильтрации, а не истинную скорость последней, если противное не оговорено.

Если вода фильтрует сквозь мелкий водонасыщенный песок или другой мелкозернистый полностью насыщенный грунт, не вызывая изменений в структуре последнего, скорость фильтрации почти точно определяется уравнением

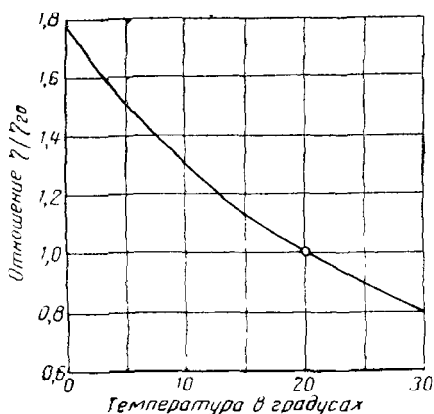


Рис. 12. Соотношение между температурой и вязкостью воды

$$v = \frac{K}{\eta} i_p, \quad (11.3)$$

в котором η (г сек/см²) представляет собой вязкость воды, а K является эмпирической постоянной, называемой коэффициентом проницаемости. Вязкость воды уменьшается с увеличением температуры, как показано на рис. 12. Величина K (измеряется в см²) является постоянной для любого проницаемого материала с данной пористостью и не зависит от физических свойств фильтрующей жидкости.

Из уравнений (11.2) и (11.3) мы получаем для фильтрации формулу

$$v = \frac{K}{\eta} \gamma_w i. \quad (11.4)$$

Задачи теории фильтрации, встречающиеся в строительной технике, относятся почти исключительно либо к движению грунтовой воды на умеренных глубинах ниже поверхности, либо к явлению фильтрации из водоемов. Температура фильтрующейся воды меняется так мало, что удельный вес

воды γ_w является практически постоянным, а вязкость η изменяется в весьма узких пределах. Поэтому принято подставлять в уравнение (11.4)

$$k = K \frac{\gamma_w}{\eta}, \quad (11.5)$$

откуда

$$v = ki. \quad (11.6)$$

В строительном деле коэффициент k обычно называют коэффициентом фильтрации. В некоторых других областях он известен под названием постоянной переноса, хотя этот термин едва ли является подходящим, так как в соответствии с уравнением (11.5) k не является постоянной величиной. Уравнение (11.6) известно как закон Дарси.

Следует отметить, что характеристикой проницаемости пористого материала является K (см^2), а не k (см/сек). Коэффициент K не зависит от свойств жидкости, тогда как k зависит не только от свойств пористой среды, но и от свойств жидкости. Использование k как здесь, так и вообще в строительной технике, оправдывается только соображениями удобства.

Поры в грунте, сквозь которые движется вода, имеют переменное и неправильное поперечное сечение. Вследствие этого истинная скорость течения чрезвычайно изменчива. Однако, средняя скорость течения через поры подчиняется тем же законам, что и скорость течения сквозь прямолинейную капиллярную трубу с постоянным поперечным сечением. Если поперечное сечение трубки круговое, скорость течения возрастает, в соответствии с законом Пуазейля, пропорционально квадрату диаметра трубки. Так как средний диаметр пор грунта растет практически пропорционально диаметру зерен D , можно выразить k на основе закона Пуазейля следующим образом:

$$k = \text{const} \cdot D^2.$$

Из опытов с рыхлыми фильтровыми песками высокой однородности (коэффициент однородности не более 2), Аллен Хазен получил эмпирическую формулу

$$k = C_1 D_{10}^2 \text{ см/сек}, \quad (11.7)$$

в которой D_{10} является эффективным диаметром в см (§ 6), а C_1 ($1/\text{см сек}$) изменяется примерно от 100 до 150. Следует заметить, что уравнение (11.7) применимо только к совершенно однородным пескам в рыхлом состоянии.

Соотношение между коэффициентом пористости и водопроницаемостью

Когда грунт обжимается нагрузкой или подвергается вибрации, объем, занимаемый его скелетом, остается практически неизменным, но объем пор уменьшается. Соответственно уменьшается также

и его водопроницаемость. Влияние коэффициента пористости на водопроницаемость показано на рис. 13, на котором абсциссами служат коэффициенты пористости. Ординаты представляют собой отношение $k/k_{0,85}$ коэффициента

фильтрации грунта k при данном коэффициенте пористости e к коэффициенту фильтрации того же грунта при коэффициенте пористости 0,85. Сплошная кривая дает соотношение между

e и $k/k_{0,85}$ для мелкого и среднего чистого песка с округлыми зернами. Это соотношение может быть почти точно выражено различными простыми формулами, как, например, неопубликованной формулой А. Казагранде

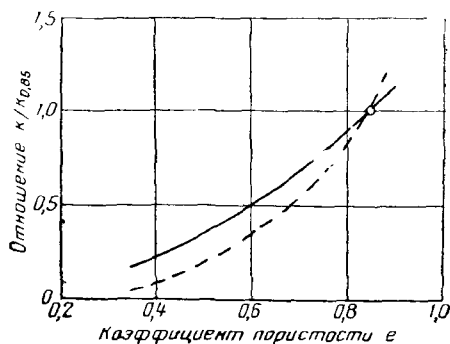


Рис. 13. Соотношение между коэффициентами пористости и фильтрации для разнозернистого песка (сплошная кривая) и для грунта, содержащего плоские частицы (пунктирная кривая)

$$k = 1,4k_{0,85}e^2. \quad (11.8)$$

В гидротехнике с чистыми песками встречаются редко. Если песок содержит высокий процент плоских частиц, например, слюду, соотношение между e и $k/k_{0,85}$ имеет вид изображенной на рис. 13 пунктирной кривой. Мелкозернистые грунты всегда содержат плоские частицы. Но так как их количество различно у разных грунтов, то соответствующие кривые $e - k/k_{0,85}$ также различны.

В грунте, который содержит пузырьки воздуха, размер последних уменьшается с увеличением давления в воде. В результате коэффициент фильтрации такого грунта увеличивается с увеличением разности напоров. В глинах с корневыми каналами или открытыми трещинами фильтрация почти неизбежно сопровождается внутренним разрывом. Оторвавшиеся частицы постепенно закупоривают наиболее узкие части пор, вследствие чего коэффициент фильтрации уменьшается до незначительной доли первоначальной вели-

чины. Следовательно, закон Дарси не применим, если объем и форма пор зависят от давления и времени.

Испытания на водопроницаемость

Основные виды приборов для определения коэффициента фильтрации образцов грунта — пермеаметры показаны на рис. 14. Пермеаметры с постоянным напором (рис. 14, а и б) удобны для очень проницаемых грунтов, а пермеаметры с падающим напором (рис. 14, в) для менее проницаемых.

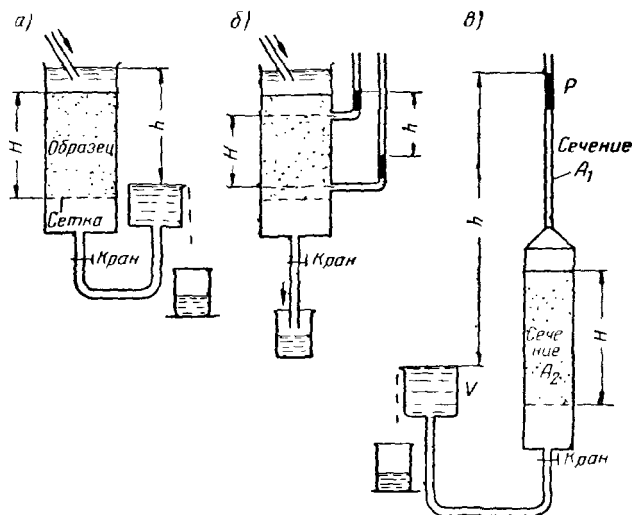


Рис. 14. Пермеаметры

а и б — с постоянным напором; в — с падающим напором

Чтобы провести испытание на любом из этих приборов, в образце создают гидравлический градиент, и вода движется сквозь грунт. В пермеамetre с постоянным напором (рис. 14, а) поддерживается постоянная разность напоров h и измеряется расход. В пермеамetre с падающим напором (рис. 14, в) вода течет из узкой трубки P с поперечным сечением A_1 сквозь образец с поперечным сечением A_2 в сосуд с постоянным уровнем V . Коэффициент фильтрации определяется по скорости, с которой опускается уровень воды в трубке P , тогда как уровень воды в сосуде V остается неизменным. Наиболее важные причины экспериментальных ошибок в определении водопроницаемости заключаются в образовании пленки из тонких частиц на поверхности образца и в выделении воздуха в форме пузырьков внутри грунта. Оба эти явления понижают среднюю водопроницаемость образца. Ошибка, вызванная образованием поверхностной пленки, может быть исключена измерением потери напора

между двумя точками, расположенными внутри образца, как показано на рис. 14,б.

Величина коэффициента фильтрации, найденная опытом, зависит от температуры, при которой проводился последний, так как k [уравнение (11.5)] является функцией удельного веса воды γ_w и вязкости η . Обе эти величины изменяются с температурой. Однако, так как изменения γ_w ничтожны по сравнению с изменениями η , мы можем определить значение k при любой температуре с помощью соотношения

$$k = \frac{\eta_1}{\eta} k_1. \quad (11.9)$$

В этом выражении, полученном из уравнения (11.5), k_1 есть коэффициент фильтрации при температуре опыта, а η_1 — соответствующая вязкость. Обычно значение k дается для стандартной температуры 20°.

На рис. 12 ординаты представляют собой отношение значения η при температуре, указанной на абсциссе, к значению η_{20} при температуре, равной 20°.

Уравнение (11.9) было выведено при допущении, что коэффициент вязкости воды не зависит от пористости и что он изменяется с температурой по кривой, приведенной на рис. 12. По-видимому, в глинах температура сильнее влияет на вязкость воды, чем в более крупнозернистых грунтах. Кроме того, средняя вязкость поровой воды в глинах должна возрасти с уменьшением объема пор. При данной пористости средняя вязкость, по-видимому, временно возрастает после переминания глины, даже если температура поддерживается постоянной. Эти факты исключают возможность применения уравнения (11.9) к глинам и другим очень тонкозернистым грунтам. Однако закон Дарси остается действительным.

Если структура глины нарушается при неизменной влажности, ее коэффициент фильтрации, вероятно, уменьшается от начального значения k до меньшего значения k_r . Для большинства неорганических глин отношение k/k_r не превышает 2. Однако для органических глин и мергелей с комковатой структурой оно может достигать 30.

Для крупнозернистых грунтов с зернами, размеры которых приблизительно одинаковы по всем направлениям, как, например, кварцевый песок, соотношение между коэффициентом пористости e и коэффициентом фильтрации k может быть выражено с удовлетворительной точностью единственным уравнением, подобным (11.8), либо единственной кривой, наподобие сплошной кривой на рис. 13. Следовательно, достаточно определить величину k , соответствующую какому-нибудь одному значению e . Величины k для остальных значений e могут быть затем получены с помощью уравнения

Таблица 6

Характеристики проницаемости и дренажных свойств грунтов

Коэффициент фильтрации в см/сек (логарифмическая шкала)													
10 ² 10 ¹ 1,0 10 ⁻¹ 10 ⁻² 10 ⁻³ 10 ⁻⁴ 10 ⁻⁵ 10 ⁻⁶ 10 ⁻⁷ 10 ⁻⁸ 10 ⁻⁹													
Дренажные свойства		Хорошие				Плохие				Практически непроницаемые грунты			
Тип грунта	Чистый гравий	Чистые пески, смеси чистого песка и гравия				Очень мелкие пески, органический и неорганический ил, смеси песчаного ила и глины, валунная глина, слоистая глина и т. д.				„Непроницаемые“ грунты, например, однородные глины ниже зоны выветривания			
						„Непроницаемые“ грунты, видоизмененные в результате влияния растительности и выветривания							
Прямое определение к	Непосредственное испытание грунта в его естественном залегании, пробная откачка. Надежно, если проводится надлежащим образом. Требуется значительный опыт												
	Пермеаметр с постоянным напором. Требуется небольшой опыт												
Косвенное определение к	Пермеаметры с падающим напором. Надежно. Требуется небольшой опыт				Пермеаметр с падающим напором. Ненадежно. Требуется большой опыт				Пермеаметр с падающим напором. Сравнительно надежно. Необходим значительный опыт				
	Вычисление по гранулометрическому составу. Применимо только к чистым пескам без сцепления и к гравию								Вычисление по результатам испытания на консолидацию. Надежно. Требуется значительный опыт				

(11.8) или рис. 13. С другой стороны, значение k для слоистых песков и практически, для всех тонкозернистых грунтов, встречающихся в поле, зависит в большой степени от содержания плоских частиц и от различных других факторов, не зависящих от коэффициента пористости.

По этой причине, как уже указывалось выше, пунктирная кривая на рис. 13 служит только для иллюстрации общего характера зависимости у таких грунтов и не может быть использована в качестве основы для расчета. Следовательно, если грунт является слоистым, либо если он содержит мелкие или очень мелкие частицы, зависимость между коэффициентом пористости и коэффициентом фильтрации может быть установлена испытанием на фильтрацию по меньшей мере трех образцов с сильно различающейся пористостью.

Табл. 6 содержит данные, характеризующие область изменения коэффициента фильтрации для различных грунтов и наиболее подходящие методы проведения фильтрационных испытаний этих грунтов.

Водопроницаемость слоистых грунтов

Отложенные естественным путем грунты обычно состоят из слоев, обладающих различной проницаемостью. Чтобы определить средний коэффициент проницаемости таких отложений, испытываются образцы из каждого слоя. По полученным данным рассчитываются средние значения для отложения в целом.

Пусть

$k_1, k_2, \dots, k_n$ — коэффициенты фильтрации отдельных слоев;

$H_1, H_2, \dots, H_n$ — мощности соответствующих слоев;

$H = H_1 + H_2 + \dots + H_n$ — общая мощность;

k_1 — средний коэффициент фильтрации в направлении, параллельном плоскостям напластования (обычно, в горизонтальном);

k_{11} — средний коэффициент фильтрации в направлении, нормальном к плоскостям напластования (обычно в вертикальном).

Если течение параллельно плоскостям напластования, средняя скорость фильтрации v равна

$$v = k_1 i = \frac{1}{H} (v_1 H_1 + v_2 H_2 + \dots + v_n H_n) =$$

$$= \frac{1}{H} (k_1 i H_1 + k_2 i H_2 + \dots + k_n i H_n),$$

откуда

$$k_1 = \frac{1}{H} (k_1 H_1 + k_2 H_2 + \dots + k_n H_n). \quad (11.10)$$

В случае фильтрации в направлении, нормальном к плоскостям напластования, гидравлические градиенты поперек отдельных слоев равны $i_1, i_2, \dots, i_n$. Гидравлический градиент для серии пластов будет равен h/H , где h — общая потеря напора. Принцип неразрывности потока требует, чтобы скорости были одинаковы в каждом слое. Поэтому

$$v = \frac{h}{H} k_{11} = k_1 i_1 = k_2 i_2 = \dots = k_n i_n.$$

С другой стороны

$$h = H_1 i_1 + H_2 i_2 + \dots + H_n i_n.$$

Из этих уравнений мы получаем

$$k_{11} = \frac{H}{\frac{H_1}{k_1} + \frac{H_2}{k_2} + \dots + \frac{H_n}{k_n}}. \quad (11.11)$$

Можно показать теоретически, что для любой слоистой массы k_{11} всегда должно быть меньше, чем k^1 .

Размыв и его предупреждение

Инженеру часто приходится отводить фильтрующую воду из грунта скважинами или кюветами, либо перехватывать ее водоотводами, расположенными ниже фундаментов. Эта операция называется дренажем (§ 21). Скважины обычно оборудуют перфорированными трубами, а водоотводы — либо перфорированной трубой, либо трубой, уложенной с зазорами в стыках между звеньями. Промежуток между естественным грунтом и трубой засыпается крупнозернистым материалом, который носит название *заполнителя*. Если поры заполнителя гораздо больше, чем мельчайшие частицы примыкающего естественного грунта, эти частицы могут выноситься водой в поры заполнителя, где они постепенно аккумулируются и препятствуют движению воды.

С другой стороны, если поры заполнителя почти так же малы, как и у естественного грунта, то зерна самого заполнителя могут вымываться в водоводы и уноситься. Оба случая одинаково нежелательны. Чтобы их предотвратить, заполнитель должен состоять из материала, размеры зерен которого отвечают определенным требованиям. Такой мате-

риал называют обратным фильтром. Опыты показали, что материал обратного фильтра должен удовлетворять условию, чтобы его частицы диаметром D_{15} (соответствующие 15% содержания по гранулометрической кривой) по меньшей мере в 4 раза превосходили зерна размером D_{85}

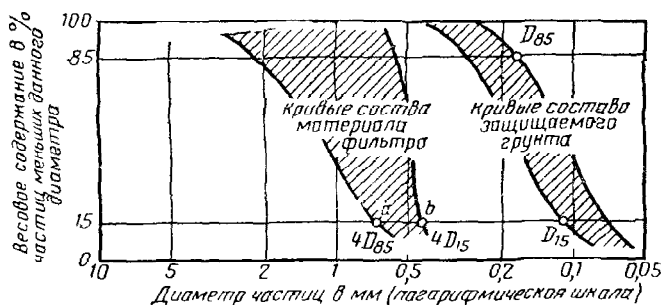


Рис. 15. Диаграмма, иллюстрирующая подбор гранулометрического состава фильтрового материала. Заштрихованная площадь с правой стороны охватывает гранулометрические кривые для грунтов, которые должны быть защищены; площадь с левой стороны охватывает область гранулометрических кривых для материала фильтра

самого крупнозернистого слоя грунта, соприкасающегося с фильтром. Вместе с тем зерна D_{15} фильтра должны быть не больше, чем в 4 раза крупнее диаметра D_{85} частиц самого тонкозернистого из примыкающих слоев грунта, т. е. диаметра, соответствующего 85% содержания по гранулометрической кривой. Эти требования графически представлены на рис. 15. Заштрихованная площадь в правой части этой фигуры охватывает гранулометрические кривые всех грунтов, находящихся в контакте с фильтром. В соответствии с приведенным выше требованием любой материал пригоден для фильтра, если его гранулометрическая кривая пересекает горизонталь, соответствующую 15%-ному содержанию частиц, между точками a и b . Если обратный фильтр располагается между крупнозернистыми и мелкозернистыми грунтами, то с каждой стороны должны использоваться различные материалы. Так как потерю напора при фильтрации сквозь фильтр желательно уменьшить до минимума, совместимого с гранулометрическими требованиями, большие обратные фильтры обычно устраивают из нескольких слоев. Каждый из этих слоев по отношению к предыдущему должен удовлетворять условию, иллюстрируемому рис. 15. Подобные сложные фильтры называют многослойными.

Выход воды на поверхность по контакту между мелкозернистым и крупнозернистым слоями может вызвать размыв

более мелкого материала, если только скорость движения воды окажется достаточно большой. Сначала образуются небольшие ключи в различных точках вдоль линии раздела. От этих точек начинается размыв грунта, распространяющийся в обратном направлении, т. е. в сторону той поверхности, откуда вода входит в грунт. Этот процесс известен под названием пятыщейся эрозии. Это — одна из самых опасных угроз для плотин, вызвавшая несколько наиболее катастрофических аварий (§ 59). Так как эрозия может происходить только в случае, если из основания постепенно вымываются большие количества грунта, то ее можно с успехом предотвратить устройством обратного фильтра на той поверхности, где могут появиться ключи.

Задачи.

1. В пермеаметре с постоянным напором испытывался слой крупного песка высотой 15 см и диаметром 5,5 см. Вода фильтровалась сквозь грунт при разности напоров 40 см в течение 6 сек. Профильтровавшаяся вода была собрана и вес ее оказался равным 400 г. Чему равен коэффициент фильтрации, соответствующий коэффициенту пористости данного образца и температуре во время опыта?

Ответ. $k = 1,05$ см/сек.

2. Песчаное основание состоит из трех горизонтальных слоев равной мощности. Значение k для верхнего и нижнего слоев $1 \cdot 10^{-4}$ см/сек, а для среднего слоя $1 \cdot 10^{-2}$ см/сек. Чему равно отношение средней водопроницаемости основания в горизонтальном направлении к средней водопроницаемости в вертикальном направлении?

Ответ. 23 : 1.

3. Образец разнородного песка с округлыми частицами имеет коэффициент пористости 0,62 и коэффициент фильтрации $2,5 \cdot 10^{-2}$ см/сек. Определите величину k для этого же грунта при коэффициенте пористости 0,73.

§ 12. ЭФФЕКТИВНОЕ И НЕЙТРАЛЬНОЕ ДАВЛЕНИЕ. КРИТИЧЕСКИЙ ГРАДИЕНТ

Эффективное и нейтральное давление

На рис. 16,а показан разрез тонкого слоя грунта, покрывающего дно сосуда. Если к поверхности грунта приложить нагрузку интенсивностью p в виде, например, свинцовой крышки, коэффициент пористости образца уменьшится от e_0 до e_1 . Давление p вызовет также изменение и всех других механических свойств грунта, как, например, его сопротивления сдвигу. По этой причине его называют эффективным давлением. Оно обозначается символом p .

Если вместо этой нагрузки налить в сосуд воду до высоты h_w равной p/γ_w , то нормальные напряжения в горизонтальных сечениях образца возрастут, как и в предыдущем случае, на p . Однако это возрастание давления, вызванное весом воды, не окажет измеримого влияния на коэффициент пористости или любые другие механические свойства грун-

та, как, например, на сопротивление его сдвигу. Поэтому давление, вызванное нагрузкой от воды, называют нейтральным давлением. Его называют нулевым, если оно равно атмосферному. Следовательно, нейтральное давление равно пьезометрической высоте, умноженной на удельный вес воды γ_w :

$$u_w = \gamma_w h_w. \quad (12.1)$$

Нейтральное давление передается на основание пласта грунта через поровую воду, тогда как эффективное давление передается через точки контакта между частицами скелета. Соответственно, полное нормальное напряжение p в любой точке сечения, проведенного в водонасыщенном грунте, может быть разложено на две части: нейтральное напряжение $u_w = \gamma_w h_w$ и эффективное напряжение $\bar{p}$. Следовательно

$$p = \bar{p} + u_w. \quad (12.2)$$

Это одно из наиболее важных соотношений механики грунтов. Нижняя часть контейнера, показанного на рис. 16,б, заполнена водонасыщенным грунтом с объемным весом γ . Вода стоит на уровне H_1 над поверхностью грунта. После того как достигнуто равновесие, пьезометрическая высота h_w на глубине z равна $H_1 + z$, а нейтральное давление равно

$$u_w = (H_1 + z) \gamma_w. \quad (12.3)$$

Полное нормальное напряжение равно

$$p = H_1 \gamma_w + z \gamma. \quad (12.4)$$

Следовательно, эффективное напряжение на глубине z составляет

$$\begin{aligned} \bar{p} &= p - u_w = H_1 \gamma_w + z \gamma - \\ &- (H_1 + z) \gamma_w = z(\gamma - \gamma_w) = z \gamma', \end{aligned} \quad (12.5)$$

$$\gamma' = \gamma - \gamma_w. \quad (12.6)$$

Величина γ' называется взвешенным объемным весом грунта. Она равна разности объемного веса γ водонасыщенного грунта и удельного веса воды γ_w .

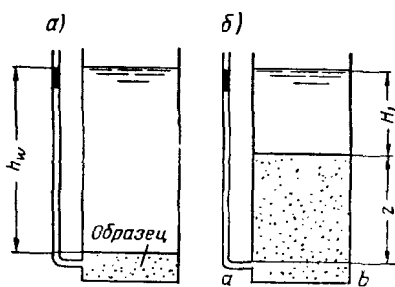


Рис. 16. Прибор для демонстрации различия между эффективным и нейтральным напряжениями

Критический гидравлический градиент

При выводе уравнения (12.5) предполагалось, что вода в порах грунта находится в состоянии покоя. Если же вода движется сквозь поры, уравнение (12.5) должно быть заменено выражением, в которое входил бы гидравлический градиент i . Это можно показать с помощью прибора, изображенного на рис. 17, а. Цилиндрический сосуд A содержит

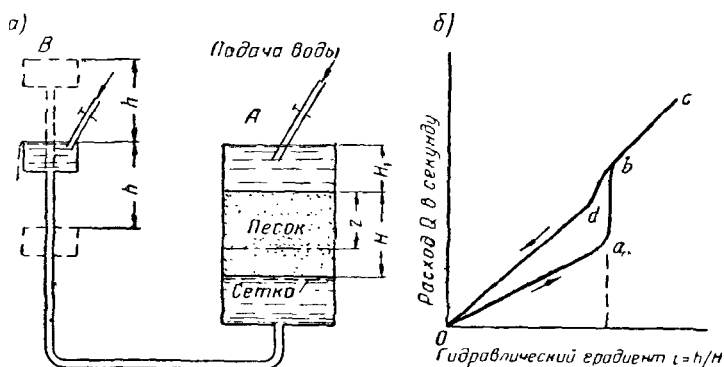


Рис. 17.

a — прибор для иллюстрации гидравлических условий, связанных с бурением песка; b — соотношение между гидравлическим градиентом и расходом в песке в приборе (рис. 17, a)

слой плотного песка, опирающегося на сетку. Толщина слоя H , а край сосуда расположен на высоте H_1 над верхом песка. Пространство ниже сетки сообщается с помощью трубки с сосудом B . Вода поддерживается на уровне верхних краев обоих сосудов. Следовательно, каково бы ни было положение уровня воды в сосуде B , общее нормальное напряжение p в горизонтальном сечении на глубине z от поверхности песка всегда равно p по уравнению (12.4).

Соответствующее эффективное нормальное напряжение $\bar{p}$ равно

$$\bar{p} = p - u_w.$$

Следовательно, если нейтральное напряжение в воде уменьшается или увеличивается на Δu_w , эффективное напряжение увеличивается или уменьшается на ту же величину, т. е.

$$\Delta \bar{p} = -\Delta u_w. \quad (12.7)$$

Пока вода в обоих сосудах находится на одном и том же уровне, эффективное давление на глубине z равно $p = z\gamma'$ [по уравнению (12.5)].

Если опустить сосуд B на расстояние h , вода будет фильтровать сквозь песок вниз при гидравлическом градиенте $i = h/H$. Нейтральное напряжение на глубине H уменьшается на $h\gamma_w = iH\gamma_w$, а на любой другой глубине z оно пропорционально уменьшается на величину $\Delta u_w = iz\gamma_w$. Эффективное напряжение увеличивается на ту же самую величину.

С другой стороны, если сосуд B поднять на высоту h , нейтральное напряжение на глубине z возрастет на $\Delta u_w = iz\gamma_w$ а эффективное напряжение уменьшится до

$$\bar{p} = z\gamma' - iz\gamma_w. \quad (12.8)$$

Увеличение Δu_w нейтрального напряжения вызвано исключительно переходом поровой воды из состояния покоя в состояние течения. Соответственное изменение Δu_w эффективного давления в песке обозначают как *фильтрационное давление*¹. Оно вызывается трением между фильтрующей водой и стенками пор и может рассматриваться как «торможение». Если вода фильтрует сверху вниз, поток увлекает частицы книзу и поэтому увеличивает эффективное давление в песке.

С другой стороны, если вода протекает снизу вверх, трение между водой и стенками пор стремится приподнять зерна грунта. Как только гидравлический градиент i в уравнении (12.8) становится равным

$$i_c = \frac{\gamma'}{\gamma_w}, \quad (12.9)$$

эффективное напряжение в слое песка становится равным нулю на любой глубине. Другими словами, среднее фильтрационное давление становится равным взвешенному объемному весу песка. Величину i_c называют критическим гидравлическим градиентом.

Рис. 17,6 иллюстрирует механическое влияние фильтрации воды снизу вверх на свойства песка. На этом графике абсциссы изображают гидравлические градиенты, а ординаты — соответствующие расходы Q в единицу времени. Кривая $Oabc$ представляет зависимость между расходом и гидравлическим градиентом по мере непрерывного роста последнего.

Пока i меньше, чем i_c , расход возрастает в соответствии с законом Дарси (11.6) пропорционально i , и значение k остается постоянным. Этот факт свидетельствует о том, что взаимное расположение зерен песка сохраняется практически неизменным. Однако в тот момент, когда i становится

¹ В отечественной литературе по механике грунтов распространен термин «гидродинамическое давление». (Прим. ред.)

равным i_c , расход внезапно возрастает, что сопровождается соответственным ростом коэффициента проницаемости. Если на поверхности песка покоился груз, он опускается вниз, как если бы песок представлял собой жидкость. При дальнейшем возрастании i расход снова увеличивается пропорционально градиенту, и коэффициент проницаемости сохраняет значение, которое он приобрел непосредственно после того, как гидравлический градиент превысил критическое значение. Уменьшение расхода, вызванное понижением гидравлического градиента, от значения, большего чем i_c , изображено кривой $cbdO$. Как только i становится близким к i_c , проницаемость уменьшается и затем остается постоянной при дальнейшем уменьшении i . Так как линия bdO расположена над линией Oab , соответствующий коэффициент фильтрации больше, чем первоначальный. Этот факт означает, что явление, представленное участком ab линии Oab , является причиной остаточного уменьшения плотности песка.

Процесс, представленный участком ab , сопровождается бурным видимым движением частиц песка. Поэтому его обычно называют «бурлением» или «кипением» песка. Песок начинает бурлить в любой выемке, если грунтовая вода поднимается ко дну выемки при гидравлическом градиенте, большем чем критическое значение i_c . Часто утверждают, что бурление происходит только в некоторых типах песков, известных как пловуны. Поэтому уместно подчеркнуть, что оно имеет место в любом песке и даже в гравии, как только гидравлический градиент становится равным i_c .

Термин «пловун» должен быть сохранен для небольшой группы очень мелких и очень рыхлых песков, способных становиться подвижными даже если гидравлический градиент фильтрующей воды меньше критического и нет заметных внешних причин, вызывающих подвижность. То немногое, что известно относительно характеристики истинных пловунов, рассмотрено в § 17.

Бурление обычного песка практически может быть прекращено устройством пригружающего фильтра на поверхности, сквозь которую проходит вода. Правильно спроектированный фильтр не оказывает почти никакого влияния на нейтральные напряжения в грунте. Следовательно, его собственный вес служит лишь для увеличения эффективного давления и сохранения частиц песка в их первоначальном положении.

ЛИТЕРАТУРА

- 12.1 G. E. Bertram, An experimental investigation of protective filters, Harvard University, Graduate school of engineering, Soil mechanics Series 7., Jan., 1940.

Задачи

1. Удельный вес песка равен $2,6 \text{ г/см}^3$, коэффициент пористости—0,572. Рассчитать объемный вес песка в сухом и насыщенном водой состояниях и сравнить со взвешенным объемным весом.

Ответ. $\gamma_d = 1,65$; $\gamma = 2,02$; $\gamma' = 1,02 \text{ т/м}^3$.

2. Горизонт грунтовых вод в мощном отложении очень мелкого песка находится на глубине 1,2 м ниже поверхности грунта. Выше горизонта воды песок насыщен капиллярной водой. Объемный вес водонасыщенного песка равен $2,04 \text{ г/см}^3$. Чему равно эффективное вертикальное давление в горизонтальной плоскости на глубине 3,6 м ниже поверхности грунта?

Ответ. $0,5 \text{ кг/см}^2$.

3. Покрытый водой пласт глины имеет мощность 15 м. Средняя влажность образцов, отобранных из пласта, равна 54%, а удельный вес грунта $2,78 \text{ г/см}^3$. Чему равно эффективное вертикальное давление, вызванное весом глины в основании пласта?

Ответ. $\gamma' = 0,71$, $p = 1,07 \text{ кг/см}^2$.

4. Удельный вес песка равен $2,66 \text{ г/см}^3$, пористость в рыхлом состоянии 45%, а в плотном 37%. Чему равен критический гидравлический градиент для обоих этих состояний?

Ответ. 0,91; 1,05.

5. В пласте плотной глины, насыщенной водой и имеющей объемный вес $1,76 \text{ т/м}^3$, устроена большая выемка. Когда глубина выемки достигла 7,6 м, дно начало вспучиваться, постепенно растрескиваться и было затоплено снизу смесью песка и воды. Последующее бурение показало, что глина подстилается песком, поверхность которого находится на глубине 11,2 м. Определите уровень, до которого поднялась бы вода из песка в скважине, если бы последняя была пробурена до устройства выемки?

Ответ. 6,42 м над кровлей песка.

§ 13. СЖИМАЕМОСТЬ ОГРАНИЧЕННЫХ ПЛАСТОВ ГРУНТА**Введение**

Если пласт мягкой глины расположен непосредственно под фундаментами здания, они могут испытывать интенсивную осадку или даже резкую просадку. Однако с тех пор, как подобные неблагоприятные грунтовые условия легко распознаются, проектировщик обычно предвидит возможную опасность. Он предотвращает осложнения, проектируя глубокие опоры или свайные фундаменты, которые проходят сквозь слабые пласты до залегающего под ними плотного грунта.

С другой стороны, если тонкий слой мягкой глины расположен под толстым слоем песка, последствия не столь очевидны. Многие инженеры считают, что осадка фундамента зависит только от свойств грунта, расположенного непосредственно под ним. Поэтому, если слабая глина расположена на глубине, большей чем 3—5 м от подошвы фундамента, они обычно не принимают ее во внимание. Тем не менее в результате постепенного уплотнения глины от веса здания, последнее может испытать значительную и неравномерную осадку (§ 54).

Вследствие относительно частых случаев таких неподвижных осадок сжимаемость подобных ограниченных слоев глины в течение последних 20 лет привлекала все возрастаю-

щее внимание, и в результате были разработаны методы расчета либо прикидки величины и распределения осадок. Если оказывается, что расчетные осадки превосходят допускаемые, то фундаменты проектируются заново.

Сцепление и трение по верхней и нижней поверхностям ограниченного пласта глины не позволяют ему выжиматься в горизонтальном направлении. Следовательно, данные, необходимые для расчета осадок, вызванных сжатием ограниченного пласта глины, могут быть получены путем испытания образцов грунта на сжатие без возможности бокового расширения. Такое испытание называется компрессионным.

Методика испытаний

При испытании на сжатие без возможности бокового расширения образец помещается в кольцо, как это показано на рис. 18. Нагрузка прикладывается сверху с помощью жесткого поршня. Сжатие измеряется с помощью мессуры. Если

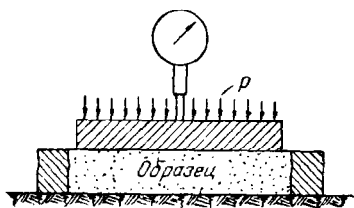


Рис. 18. Прибор для компрессионного испытания образцов грунта

грунт насыщен водой, образец помещается между двумя пористыми дисками, позволяющими воде выжиматься в процессе сжатия.

Результаты испытаний представляются в виде графика. Коэффициент пористости наносится в обычном масштабе по вертикальной оси. Если интенсивность давления p наносится

в обычном масштабе по горизонтальной оси, получающийся график называют кривой $e-p$. Если давление нанесено в логарифмическом масштабе, то получающийся график называют кривой $e-\lg p$. Поскольку каждый метод изображения результатов имеет свои преимущества, в дальнейшем будут использованы и рассмотрены графики обоих типов.

Следует различать грунты в их естественном состоянии и грунты, у которых первоначальная структура была нарушена переминанием (§ 8). При переминании частицы нарушенного грунта занимают окончательное положение в результате скольжения вдоль поверхностей контакта, в то время как у осадочных отложений эти частицы только оседают одна за другой. Эти два процесса могут привести к весьма различным структурным формам (§ 17). Более того, частицы большинства грунтов в естественном состоянии не изменяют своего относительного положения в течение сотен или даже тысяч лет, тогда как у перемятого грунта или у минерального порошка, полученного в результате раздробления и растирания, они за-

нимают окончательное положение только за несколько часов или дней перед испытанием. В точках длительного соприкосновения могут развиваться молекулярные межчастичные связи, которые полностью отсутствуют в перемятых грунтах. Поэтому соотношение между коэффициентом пористости и давлением для перемятых и ненарушенных грунтов является, очевидно, различным. Эти грунты рассматриваются далее раздельно.

Сжимаемость раздробленных минералов и перемятых грунтов

Типичная кривая $e-p$ для различных раздробленных минералов и перемятых грунтов показана на рис. 19, а, а соответствующая кривой $e-\lg p$ — на рис. 19, б. Влияние формы частиц на сжимаемость агрегата иллюстрируется кривыми a, b и d на рис. 19, а. Кривой a соответствует смесь из 80% песка и 20% слюды; кривой b — 90% песка и 10% слюды; кривой d — 100% песка. Каждая проба предварительно уплотнялась штыкованием и вибрацией. Эти кривые показывают, что сжимаемость сильно возрастает с увеличением содержания плоских частиц. Более того, средний наклон кривой d для плотного песка гораздо положе, чем у кривой c для того же песка в рыхлом состоянии, и коэффициент пористости рыхлого песка даже под очень большими нагрузками больше, чем у того же песка в плотном состоянии без нагрузки (рис. 19, а).

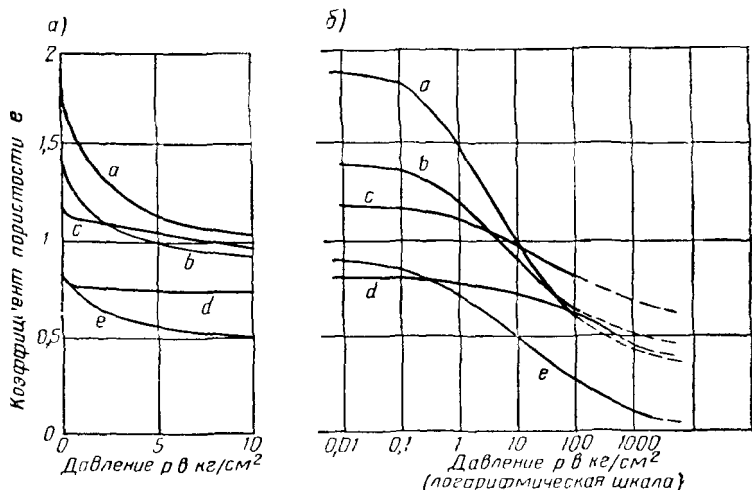


Рис. 19.

a — типичные кривые $e-p$; b — соответствующие кривые $e-\lg p$, выражающие результаты компрессионных испытаний лабораторных образцов: a — 80% песка+20% слюды; b — 90% песка+10% слюды; c — рыхлый песок; d — плотный песок; e — мягкая глина из Детройта

Рис. 19, а показывает также, что кривая, соответствующая перемятым образцам мягкой глины, очень похожа на кривую для смеси 90% песка с 10% слюды, но коэффициент пористости глины при любом заданном давлении гораздо меньше, чем соответствующий коэффициент пористости смеси песок—слюда.

Все кривые $e - \lg p$, показанные на рис. 19, б, обладают некоторыми общими характеристиками. Начало каждой кри-

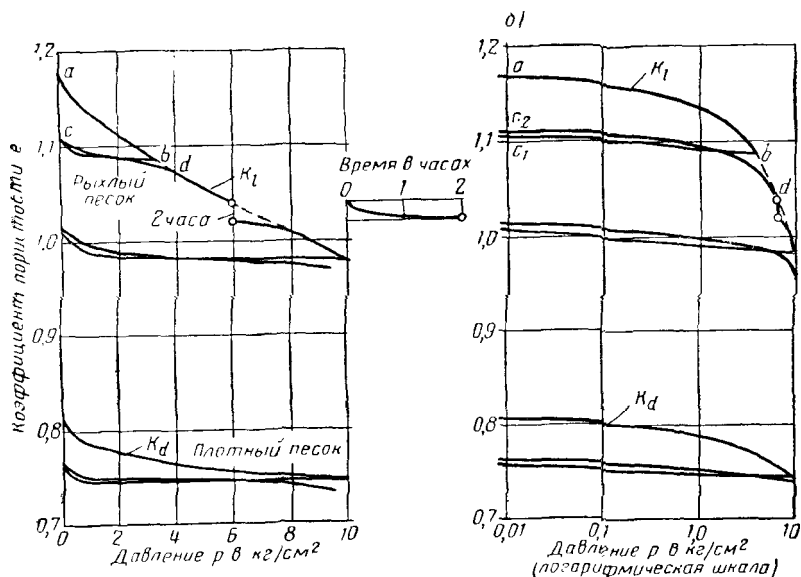


Рис. 20. Соотношение между e и p при компрессионных испытаниях песков

вой имеет горизонтальную касательную и заканчивается касательной, также близкой к горизонтальной. Средняя наклонная часть каждой кривой почти прямолинейна. Для песков средняя часть является прямой от давлений около 10 кг/см^2 до примерно 100 кг/см^2 . При этом давлении зерна начинают дробиться и наклон возрастает. Затем наклон остается совершенно постоянным до примерно 1000 кг/см^2 , после чего он начинает уменьшаться. Наклон средней части кривой для мягкой перемятой глины так медленно уменьшается в пределах интервала от 1 до 2000 кг/см^2 , что кривая может рассматриваться как прямая в пределах всей этой области. Средние части кривых для смесей песка со слюдой являются практически прямыми в пределах от 1 до 10 кг/см^2 , затем наклон уменьшается и кривая приближается к почти горизонтальной касательной.

Два других явления представляют особый интерес в связи с сжимаемостью грунтов вообще. Это — скорость компрессии и изменение объема при временном удалении нагрузки.

Влияние времени на компрессию показано на рис. 20. Кривая K_t показывает уменьшение коэффициента пористости рыхлого песка, вызванное давлением, возрастающим с постоянной и достаточно большой скоростью. Если процесс

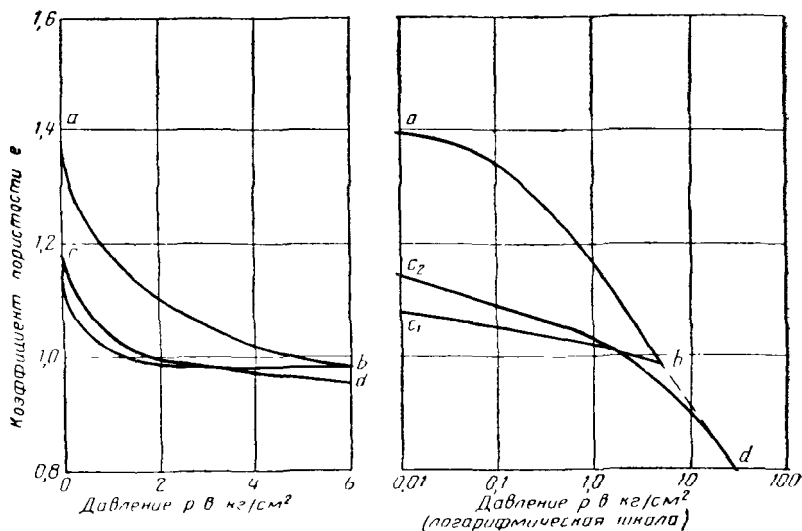


Рис. 21. Соотношение между e и p при компрессионном испытании уплотненной смеси из 90% песка и 10% слюды

загружения прервать, то при постоянной нагрузке коэффициент пористости уменьшается, как это показывают вертикальный участок кривой $e—p$ и соответствующая кривая $e—$ время. Если продолжить после перерыва процесс загрузки с первоначальной скоростью, кривая K_t переходит постепенно в кривую, которая была бы получена при загрузении песка с постоянной скоростью без перерывов. Уменьшение коэффициента пористости при постоянной нагрузке объясняется отставанием перемещения зерен по сравнению со скоростью увеличения давления.

Подобный же эффект, вызванный той же причиной, наблюдается и при испытании образцов водонасыщенной глины с перемятой структурой. Однако он комбинируется с гораздо более важным эффектом запаздывания, вызванным низкой водопроницаемостью глины. В результате явления запаздывания кривая $e—p$ не будет иметь определенного физического смысла, если при испытании не достигается стабилизация коэффициента пористости под каждой нагрузкой.

На рис. 20 показано также изменение коэффициента пористости при временном удалении нагрузки. Удаление нагрузки изображено кривой декомпрессии *bc*, а последующее повторное загрузку — кривой рекомпрессии *cd*. Для глин *bc* можно рассматривать как кривую набухания. Площадь между кривыми декомпрессии и рекомпрессии называется петлей гистерезиса. Петли гистерезиса для различных грунтов отличаются друг от друга только наклоном и шириной. В арифметическом масштабе они обращены выпуклостью вниз, тогда как в полулогарифмической сетке координат они обращены выпуклостью вверх. На рис. 21 показана петля гистерезиса для плотной смеси из 90% песка и 10% слюды. Петли гистерезиса для ненарушенной глины очень на нее похожи.

Ненарушенный песок

В природе все пески более или менее слоисты. Сжимаемость слоистых отложений в направлении плоскостей напластования несколько меньше, чем в перпендикулярных. Кроме того, большинство природных песков содержит по меньшей мере следы цементирующих материалов, а выше уровня грунтовых вод они обладают также некоторой влажностью. Оба эти фактора создают сцепление. Некоторые пески в природном состоянии имеют относительную плотность большую, чем та, которая может быть получена любым искусственным методом, за исключением вибрации. Другие пески в природном состоянии имеют гораздо более неустойчивую структуру, чем самый рыхлый песок, который только может быть приготовлен в лаборатории. Эти факты показывают, что структура песков в их природном состоянии может несколько отличаться от структуры образцов из тех же песков, приготовленных в лаборатории. Однако, если коэффициенты пористости песков одинаковы в природе и в лаборатории, сжимаемость их также, по-видимому, будет почти одинаковой.

В практических задачах сжимаемостью ограниченных пластов песка обычно можно пренебрегать. Соответственно, сжимаемость песков не подвергалась подробным исследованиям.

Ненарушенные нормально обжаты глины

Рассмотрим глины, которые никогда не подвергались нагрузкам большим, чем та, которая действует в настоящее время. Подобные глины называются нормально обжатыми. Опыт показывает, что естественная влажность w нормально обжатых глин обычно близка к пределу текучести L_w . Если же w значительно ниже, чем L_w , чувствительность

(§ 8) глины будет, по-видимому, исключительно низкой. С другой стороны, если ω значительно превышает L_w , глина, по-видимому, обладает высокой чувствительностью. Во всяком случае нормально обжатые глины всегда являются мягкими до значительной глубины ниже поверхности.

Чтобы получить данные о сжимаемости ограниченных пластов нормально обжатой глины, расположенной на глу-

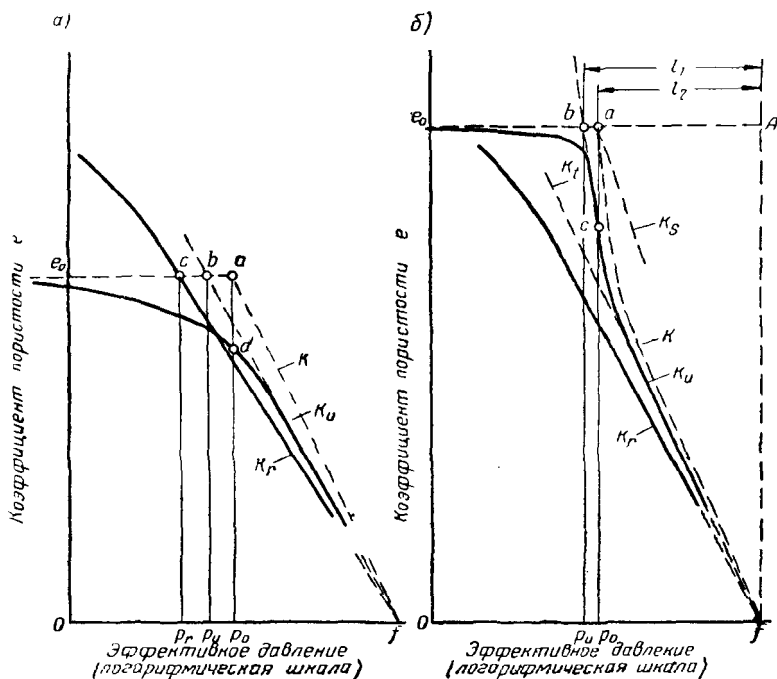


Рис. 22. Соотношения между e и p

a — для глины с обычной чувствительностью в пережатом состоянии (K_p), ненарушенном состоянии в лаборатории (K_u) и в естественном залегании (K); b — для сверхчувствительной глины

бине D от поверхности, мы должны испытать ненарушенные образцы, полученные с этой глубины из шурфа или скважины.

На рис. 22, а координаты точки a представляют собой коэффициент естественной пористости e_0 образца и эффективное давление от пригрузки p_0 на грунт на глубине D . Давление p_0 равно сумме взвешенного объемного веса скелета грунта, расположенного между глубиной D и горизонтом грунтовых вод, и полного веса грунта, включая вес влаги в его порах, расположенного выше горизонта грунтовых вод. Оно выражается весом, приходящимся на единицу площади.

Во время процесса отбора образцов давление на последние уменьшается до очень небольшой величины, хотя влажность остается почти неизменной. На рис. 22, *a* этот процесс представлен пунктирной линией ae_0 . Если давление на образец снова увеличивать при компрессионном испытании, коэффициент пористости обычной глины со средней или низкой чувствительностью будет уменьшаться с ростом нагрузки, как показывает линия K_u . Криволинейная часть K_u представляет собой кривую рекомпрессии, подобную кривой c_2d на рис. 21. Она переходит в прямолинейный участок, который, если его продолжить книзу, пересечет горизонтальную ось $e=0$ в точке f . Продолжению этого прямолинейного участка K_u вверх соответствует касательная db к кривой c_2d на рис. 21. Он пересечет горизонтальную линию, проведенную через точку a на рис. 22, *a*, в точке b . Опыт показывает, что для нормально обжатой глины точка b всегда расположена влево от точки a .

Если превратить образец глины в густую пасту, смешав ее с водой, а затем постепенно уплотнять эту пасту под все возрастающими нагрузками, то мы получим линию K_r на графике $e - \lg p$ (рис. 22, *a*). Ниже точки c эта линия почти прямая. Хотя ее наклон несколько меньше, чем у прямолинейной части K_u , ее продолжение книзу пересечет горизонтальную ось вблизи точки f .

График компрессии K , который представляет собой соотношение между e и $\lg p$ в условиях естественного залегания, должен пройти через точку a . Однако ни одна из двух лабораторных кривых K_u и K_r не проходит через эту точку. Следовательно, график K может быть построен только с помощью экстраполяции результатов лабораторных опытов. Если две линии K_u и K_r являются прямыми и пересекают горизонтальную ось вблизи одной и той же точки f , можно с достаточным основанием считать, что зависимость $e - \lg p$ для грунта в условиях естественного залегания также изображается прямой, проходящей через a , а при продолжении ее вниз она пересекает горизонтальную ось в той же точке f . Полученная таким образом линия называется кривой полезой компрессии. Если нельзя получить ненарушенный образец, точка f может быть определена с достаточной точностью по кривой $e - \lg p$ для перемятого образца K_r (рис. 22, *a*), если только нагрузка на образец доведена по меньшей мере до 20 кг/см^2 .

Отношение p_u/p_0 давления, соответствующих точкам b и a (рис. 22, *a*), указывает степень нарушения структуры грунта. Оно колеблется примерно от 0,3 до 0,7, составляя в среднем 0,5. Даже для образцов, полученных одним и тем же грунтоносом и из одной и той же скважины, характерны значительные отклонения от средних величин. Следовательно,

величина p_u/p_0 зависит в большой степени от случайных факторов, как, например, от колебаний чувствительности глины или от того, был ли взят образец для испытания из верхней, средней или нижней части керна.

Для ненарушенных образцов обычных глин кривую K_u на графике $e - \lg p$ (рис. 22, а) можно приближенно считать параболической. Однако соответствующая зависимость для сверхчувствительных глин имеет форму кривой K_u на рис. 22, б. Она остается приблизительно горизонтальной, пока давление на образец не станет почти равным бытовому давлению p_0 , после чего кривая резко поворачивает книзу. По мере того как интенсивность давления возрастает, наклон кривой заметно уменьшается, пока, наконец, кривая не переходит в наклонную прямую K_t . Форма этой кривой $e - \lg p$ показывает, что структура соответствующей глины является необычайно чувствительной к относительно быстрому росту нагрузки. Если давление на такую глину увеличивать чрезвычайно медленно, соответствующее уменьшение коэффициента пористости будет, вероятно, гораздо меньшим, как показано пунктирной кривой K_s . В противном случае влажность мощных нормально обжатых пластов глины этого типа должна была бы быстро уменьшаться с ростом глубины, но такого явления никогда не наблюдалось. Однако относительно быстрое увеличение нагрузки на такую глину при возведении здания или насыпи может вызвать большую компрессию. Предельный случай показан круто падающей пунктирной кривой K . Так как истинная форма кривой полевой компрессии пока еще неизвестна, рекомендуется принимать, что она имеет в начале круто наклонную касательную, наподобие кривой K .

Приближенная форма кривой K для сверхчувствительной глины может быть найдена следующим способом. Точка b на линии ae_0 получается продолжением вверх касательной к кривой K_u в точке перегиба c . Точка f на горизонтальной оси $e=0$ находится продолжением вниз прямолинейного участка K_u . Наконец, через точку f проводится вертикальная линия, которая пересекает горизонтальную линию ae_0 в точке A . Кривая K строится так, чтобы для любого значения e отношение горизонтального расстояния от K до fA к расстоянию от K_u до fA было равно

$$\frac{l_2}{l_1} = \frac{aA}{bA}.$$

Кривая K_u может быть получена только испытанием образца с ненарушенной структурой. Если образец сильно нарушен или перемят и смешан с количеством воды, достаточным, чтобы превратить глину в густую пасту, то кривая K_u на графике $e - \lg p$ для нарушенного материала во всех отношениях напоминает кривую K_t на графике $e - \lg p$ для

обычных глин (рис. 22, *а*). Она является практически прямой в широком диапазоне давлений и ее наклон лишь слегка положе, чем у касательной K_t к нижней части кривой K_u на рис. 22, *б*. Другими словами, нарушение структуры глины уничтожает свойства, которые обуславливают резкий перегиб кривой K_u ниже точки *б* на рис. 22, *б*. Поэтому данные, необходимые для построения кривой полевой компрессии сверхчувствительной глины, могут быть получены только в результате компрессионных испытаний ненарушенных образцов.

Кривые полевой компрессии K на рис. 22, *а* и *б* являются основой для расчета осадок сооружений, расположенных над ограниченными пластами нормально обжатой глины. Вес насыпи или сооружения увеличивает давление на глину от бытового p_0 до величины $p_0 + \Delta p$. Соответственно коэффициент пористости уменьшается от e_0 до e . Следовательно, для области изменения давления от p_0 до $p_0 + \Delta p$ мы можем написать:

$$e_0 - e = \Delta e = a_v \Delta p.$$

Величина

$$a_v = \frac{e_0 - e}{\Delta p} \text{ см}^2/\text{з} \quad (13.1)$$

представляет собой коэффициент сжимаемости для интервала нагрузки от p_0 до $p_0 + \Delta p$. Для данной разности давлений значение коэффициента сжимаемости уменьшается с ростом нагрузки. Уменьшение пористости Δn (на единицу первоначального объема грунта), соответствующее уменьшению коэффициента пористости на Δe , может быть получено с помощью уравнения (7.2). Окончательная формула имеет вид

$$\Delta n = \frac{\Delta e}{1 + e_0},$$

в которой e_0 — начальный коэффициент пористости. Поэтому

$$\Delta n = \frac{a_v}{1 + e_0} \Delta p = m_v \Delta p, \quad (13.2)$$

где

$$m_v = \frac{a_v}{1 + e_0} \text{ см}^2/\text{з} \quad (13.3)$$

называется коэффициентом объемной сжимаемости. Он представляет собой компрессию глины, отнесенную к единице первоначальной толщины и вызванную приращением величины давления на единицу.

Если H — мощность пласта глины при давлении p , то увеличение давления от p до $p + \Delta p$ уменьшит толщину пласта на

$$S = H \Delta p m_v. \quad (13.4)$$

Кривая полевой компрессии K для обычной глины в полулогарифмической сетке координат является прямой линией, как показано на рис. 22, а. Уравнение этой линии

$$e = e_0 - C_c \lg \frac{p_0 + \Delta p}{p_0}, \quad (13.5)$$

где C_c — коэффициент компрессии (безразмерная величина). Он равен тангенсу угла наклона прямолинейного участка кривой K .

В отличие от a_v и m_v , которые быстро уменьшаются с ростом давления p_0 , величина C_c является постоянной, и уравнение (13.5), которое содержит эту постоянную, действительно в широких пределах изменения нагрузок.

В полулогарифмической сетке координат кривая декомпрессии (bc_1 на рис. 21, б) также является почти прямой в широком интервале нагрузок. Если давление уменьшается от p до $p - \Delta p$, соответствующая кривая декомпрессии может быть выражена уравнением

$$e = e_1 + C_s \lg \frac{p_0 + \Delta p}{p_0}, \quad (13.5a)$$

в котором C_s называется коэффициентом набухания (безразмерная величина). Он является мерой увеличения объема при разгрузке.

Из уравнения (13.5) совместно с уравнением (13.1) или (13.3) мы получаем

$$a_v = \frac{C_c}{\Delta p} \lg \frac{p_0 + \Delta p}{p_0}, \quad (13.6)$$

либо

$$m_v = \frac{C_c}{\Delta p(1+e_0)} \lg \frac{p_0 + \Delta p}{p_0}. \quad (13.7)$$

Подставляя значение m_v в уравнение (13.4), мы находим, что компрессия S ограниченного пласта нормально обжатой обычной глины равна

$$S = H \frac{C_c}{1+e_0} \lg \frac{p_0 + \Delta p}{p_0}. \quad (13.8)$$

Если глина нарушена, ее кривая $e - \lg p$ вместо K (рис. 22) будет K_r . Так как линия K_r является прямой в ши-

роком диапазоне давлений, она может быть представлена уравнением

$$e = e_0 - C'_c \lg \frac{p_0 + \Delta p}{p_0}, \quad (13.9)$$

которое аналогично уравнению (13.5).

Коэффициент компрессии C'_c для глин в нарушенном состоянии является тангенсом угла наклона прямолинейного участка K_r . Значения C'_c для различных глин возрастают с увеличением предела текучести, как показано на рис. 23.

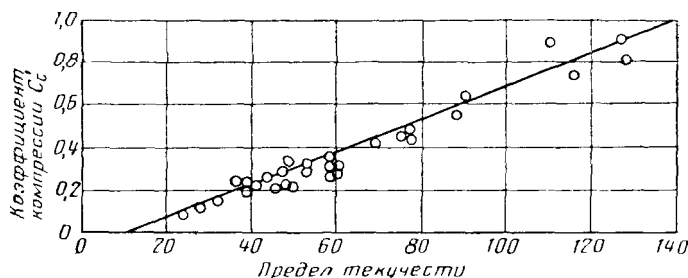


Рис. 23. Соотношение между пределом текучести и коэффициентом компрессии для перемятых глин (по Скемptonу)

Абсциссы точек на графике представляют собой пределы текучести L_w , а ординаты — соответствующие значения C'_c для различных глин. Образцы были отобраны произвольно. Они поступали из различных частей света и включали как нормальные, так и сверхчувствительные глины. Все точки расположены близко к прямой, имеющей уравнение

$$C'_c = 0,007(L_w - 10\%), \quad (13.10)$$

где L_w — предел текучести в процентах к весу сухой глины.

Отклонения истинных значений C'_c от определяемых уравнением (13.10) могут доходить примерно до $\pm 30\%$.

Для обычных глин со средней или низкой чувствительностью линии K_r и K на графике $e - \lg p$ являются прямыми в широком диапазоне нагрузок и значение C'_c , отвечающее кривой полевой компрессии, приближенно равно $1,3 C'_c$ по уравнению (13.10). Следовательно:

$$C_c \approx 1,3 C'_c = 0,009(L_w - 10\%). \quad (13.11)$$

Если значение C_c для данного пласта глины известно, компрессия пласта от действия дополнительной нагрузки Δp может быть рассчитана с помощью формулы (13.8). Для нормально обжатой глины с низкой или умеренной чувствитель-

ностью значение C_c можно грубо определить при помощи уравнения (13.11). Следовательно, порядок величины осадки сооружения, расположенного на пласте такой глины, может быть найден без проведения каких-либо испытаний, кроме определения предела текучести.

С другой стороны, если глина является сверхчувствительной, ее кривая полевой компрессии K (рис. 22,б) не будет прямой и наклон верхней части линии может в несколько раз превосходить наклон K_r . Для таких глин приближенный метод расчета, основанный на уравнении (13.11), дает лишь нижний предел величины компрессии глины. Действительная компрессия может быть в несколько раз больше. К счастью, глины этого типа довольно редки. К ним относятся глины вулканического происхождения из Мексико-Сити, некоторые виды морских глин из юго-восточной Канады и из Скандинавских стран, а также различные высокоорганические глины. Если глина имеет предел текучести больше 100%, если ее естественная влажность на глубине более 6—9 м от поверхности превосходит предел текучести или если она содержит высокий процент органического материала, она будет, по-видимому, обладать компрессионными характеристиками, изображенными на рис. 22,б. Чувствительность [уравнение (8.1)] этих глин больше 4, тогда как у обычных глин она меньше. Если чувствительность глины больше 8, можно быть уверенным, что ее компрессионная характеристика будет иметь вид, показанный на рис. 22,б.

Ненарушенные переуплотненные глины

Глины называются переуплотненными, если они когда-либо подвергались давлению, превосходящему то, которое действует в настоящее время (бытовое). Это временное избыточное давление могло быть создано весом пластов грунта, впоследствии смытых, весом льда, позднее растаявшего, либо высыханием пласта грунта, который временно оказался выше воды. Если избыточное давление Δp_0 было меньше $\sim 4 \text{ кг/см}^2$, глина может быть еще мягкой. Если Δp_0 было гораздо большим, глина будет плотной.

Два из тех процессов, которые приводят к переуплотнению глины, показаны на рис. 24. Все пласты, расположенные над скальным грунтом, были отложены в озере в тот период, когда уровень воды в нем был выше самой высокой отметки поверхности грунта в настоящее время. Когда часть пластов была удалена в результате эрозии, влажность глины в правой части пласта B слегка возросла, тогда как в левой части значительно уменьшилась вследствие понижения уровня грунтовых вод. Несмотря на это, по отношению к бытовому давлению глина с правой стороны представляет собой переуплот-

ненную мягкую глину, в то время как с левой стороны она представляет собой нормально обжатую мягкую глину. Когда уровень грунтовых вод опустился ниже основания размывтой долины, песчаные пласты, расположенные выше и ниже верхнего слоя глины А, оказались дренированными. В результате

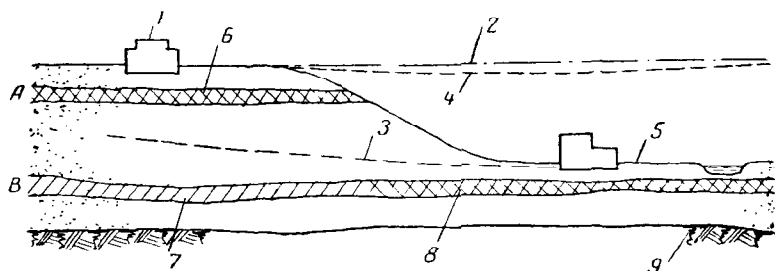


Рис. 24. Схема, иллюстрирующая два геологических процесса, приводящих к переуплотнению глин

1 — сооружение; 2 — начальный уровень воды; 3 — современный уровень воды; 4 — прежняя поверхность грунта; 5 — современная поверхность грунта; 6 — глина, переуплотненная вследствие высыхания; 7 — нормально обжатая мягкая глина; 8 — переуплотненная мягкая глина; 9 — скала

пласт А постепенно высох. В § 21 показано, что такой процесс высыхания в механическом отношении эквивалентен консолидации под нагрузкой. Поэтому пласт А переуплотнен за счет высыхания.

Если глинистые отложения возникли в результате оседания частиц в воде, уровень которой был подвержен сезонным или циклическим колебаниям, то самая верхняя часть осадка могла время от времени выступать из воды. В этих местах образовывалась в результате высыхания сухая корка. После того как поверхность снова оказывалась под водой, корка покрывалась свежим осадком, но ее влажность оставалась ненормально низкой. Таким путем могут возникать слои или линзы переуплотненной глины, расположенной между слоями нормально обжатых глин.

Если пласт плотной глины расположен над слоем мягкой глины того же вида, то верхний пласт был безусловно переуплотнен за счет высыхания. Более того, если верхний пласт выступал из-под воды на длительное время, он может оказаться также иного цвета в результате процессов окисления. В районе Чикаго, например, мощный пласт мягкой нормально обжатой глины сероватого цвета покрыт слоем плотной переуплотненной желтой и серой глины толщиной от 0,6 до 1,8 м. Переуплотненные слои ледниковых глин, расположенных между нормально обжатыми слоями глин того же вида, встречаются в Южной Швеции.

вом большого тяжелого здания на верхнем слое грунта, уменьшает коэффициент пористости глины, расположенной ниже здания, на Δe_n (рис. 25, *а*), и глина переходит из состояния *а* в состояние *d*. Увеличение эффективного давления в переуплотненной правой части пласта *В* на ту же величину Δp уменьшает коэффициент пористости глины на Δe_p (рис. 25, *б*), и глина переходит из состояния *б* в состояние *d*.

Если бы из обеих частей пласта *В* были отобраны нарушенные образцы, они создавали бы, вероятно, впечатление, что переуплотненные глины мягче нормально обжатых, так как влажность переуплотненной части пласта в момент отбора пробы была бы существенно больше, чем в нормально обжатой части. Несмотря на это, если Δp меньше, чем примерно половина $p'_0 - p_0$, компрессия Δe_p переуплотненного пласта будет гораздо меньше, чем компрессия Δe_n нормально обжатого пласта. Это обуславливается тем, что точка, отвечающая состоянию нормально обжатой глины в основании, перемещается от *а* к *d* (рис. 25, *а*) по кривой, представляющей уменьшение коэффициента пористости вследствие постепенного увеличения давления, тогда как соответствующая точка для переуплотненной глины перемещается от *б* к *d* по кривой рекомпрессии (рис. 25, *б*). Как показано на рис. 20 и 21, наклон кривой рекомпрессии гораздо меньше, чем наклон кривой первичной компрессии.

Некоторое представление о величине сжатия, которое испытывает переуплотненная часть пласта *В* под весом здания, может быть получено по результатам компрессионных испытаний образцов из этой части пласта. Однако кривая $e - p$ в естественных условиях будет, по-видимому, сильно отличаться от кривой, полученной при лабораторных испытаниях. Степень расхождения определяется нарушением образцов. Если образец сильно нарушен, лабораторная кривая $e - p$ будет близка к круто падающей кривой K_r на рис. 25, *б*. Добавляя расстояние bg к ординатам этой кривой, мы получим кривую K'_r , которая проходит через точку *б*, изображающую состояние глины в основании. Однако опыт показывает, что кривая K'_r совершенно непохожа на кривую естественного уплотнения bd .

Если компрессионный опыт проводится с ненарушенным образцом, тщательно вырезанным в шурфе, получают кривую K_u . Прибавив расстояние cb к ординатам этой кривой, мы получим кривую K'_u , которая проходит через *б*. Хотя наклон K'_u гораздо меньше, чем K'_r , было найдено, что при Δp меньше, чем примерно половина $p'_0 - p_0$, компрессия глины, рассчитанная по кривой K'_u , все еще от 2 до 5 раз превосходит действительную компрессию в условиях естественного залегания. Следовательно, экстраполяция результатов лаборатор-

ных испытаний на полевые условия очень ненадежна независимо от степени тщательности, с которой проводился отбор образцов.

Расчет соотношения между e и p для глины с данным пределом текучести на основе уравнения (13.11) приводит к кривой, проходящей через b , и более крутой, чем K'_r . Ординаты этой кривой по отношению к горизонтальной линии, проходящей через b , равны по крайней мере удвоенным ординатам K'_u , которые в свою очередь от 2 до 5 раз больше, чем ординаты полевой кривой компрессии K' . Следовательно, применение уравнения (13.11) для определения сжимаемости переуплотненных глин приводит к соотношениям, от 4 до 10 раз и более превосходящим действительные. Так как то же уравнение дает относительно правильные значения в случае нормально обжатой глины, очевидно, что история загрузки глины имеет исключительно важное практическое значение.

При условиях, показанных на рис. 24, максимальное уплотняющее давление p'_0 может быть определено довольно точно на основе геологических данных. Геология и физическая география района не оставляют никаких сомнений в том, что первоначальная поверхность грунта находилась вблизи или над уровнем современной верхней террасы и что зеркало грунтовой воды было очень близко к первоначальной поверхности грунта. Но когда геологические данные сомнительны, или когда переуплотнение было вызвано весом ледника, который растаял и нет никаких данных о его мощности, геологическое определение максимального уплотняющего давления очень ненадежно. В таких случаях остается существенная возможность получить хотя бы общее представление о значении p'_0 — использовать результаты лабораторных испытаний.

Были предложены различные методы для определения значения максимального уплотняющего давления по результатам лабораторных опытов. Наиболее обычный прием показан на рис. 26. На нем изображена кривая $e - \lg p$ для ненарушенного образца глины. Через точку c , в которой радиус кривизны минимален, проводится горизонтальная линия. Биссектриса угла α между этой линией и касательной к K_u в точке c пересекает продолжение нижнего прямолинейного участка K_u в точке d . Абсцисса d принимается равной p'_0 .

Метод, показанный на рис. 26, основан на наблюдениях за влиянием циклического нагружения на коэффициент пористости ненарушенных образцов грунта. Однако в естественных условиях давление p'_0 прикладывается в течение нескольких столетий, а не немногих часов или дней. Влияние скорости

загружения на сжимаемость может быть очень существенным. Неудивительно поэтому, что результаты, полученные с помощью графического построения по рис. 26, как правило, недостаточно удовлетворительны. Если испытывается образец нормально обжатой глины, значение p'_0 , полученное графическим методом, должно быть равно существующему бытовому давлению. Однако оно обычно гораздо меньше, и

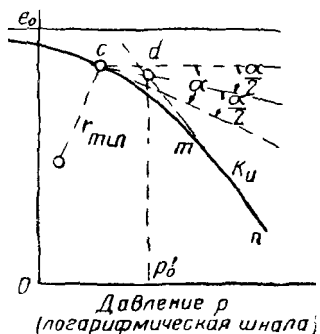


Рис. 26. Обычное построение для определения максимального уплотняющего давления (По Казагранде)

разница между действительным и расчетным значениями для образцов из любой буровой скважины, как правило, возрастает с увеличением глубины. Для сильно переуплотненных глин оба эти значения согласуются лучше. Однако, окончательное заключение пока не может быть сделано. Во всяком случае, результаты испытаний, как правило, могут быть истолкованы самым различным образом.

Тем не менее вполне возможно прийти к определенному решению, не пользуясь графическим методом, приведенным на рис. 26, и независимо от того, является ли глина сильно переуплотненной. Соответ-

ствующие выводы, как правило, оказываются вполне достаточными для практических целей. Если глина нормально обжата, точки b (рис. 22, а) неизменно расположены слева от точек a . Следовательно, если испытывается несколько ненарушенных образцов глины и если все точки b , полученные при этих испытаниях, расположены так, как указано выше, значение p'_0 не намного больше, чем существующее бытовое давление, и влиянием переуплотнения на осадку можно пренебречь.

С другой стороны, если давление переуплотнения было значительно больше, чем существующее бытовое давление, то по крайней мере некоторые из точек b будут расположены вправо от a . Тогда осадка сооружения, возведенного на глине, будет мала по сравнению с рассчитанной на основе испытаний образцов, так как соотношение между лабораторной и полевой кривыми компрессии для такой глины аналогично соотношению между кривыми K'_u и K' на рис. 25, б. Если часть нормально обжатого глинистого пласта была переуплотнена за счет высыхания, влажность переуплотненных слоев оказывается относительно низкой. Следовательно, положение и мощность таких слоев можно установить, пользуясь графиком влажности грунта по глубине. При расчете

осадок переуплотненный слой может рассматриваться как несжимаемый.

Сводка методов определения сжимаемости естественных пластов грунта

Если грунт под сооружением содержит слои песка или плотной глины, перемежающиеся со слоями мягкой глины, сжимаемостью песка и плотной глины можно пренебречь.

Сжимаемость слоев глины определяется в первую очередь двумя факторами: пределом текучести глины и величиной наибольшего давления, испытанного грунтом с момента его отложения. Если это давление никогда не превосходило существующего бытового, грунт называется нормально обжатым. В противном случае говорят, что он переуплотнен.

Сжимаемость нормально обжатого слоя глины с известным пределом текучести может быть грубо определена с помощью эмпирического уравнения (13.11), если только глина не обладает какими-либо необычными свойствами. Однако, если глина имеет предел текучести выше 100 или если ее естественная влажность на глубине 6—9 м больше, чем предел текучести, или если она обладает высоким содержанием органического материала, ее сжимаемость может быть в несколько раз больше, чем найденная по уравнению (13.11). Следовательно, если сооружение возводится на пласте такой особенной глины, рекомендуется определять ее сжимаемость с помощью компрессионных испытаний ненарушенных образцов. Сжимаемость переуплотненной глины зависит не только от предела текучести глины, но также от отношения $\Delta p / (p'_0 - p_0)$, в котором Δp — добавочное давление от сооружения по отношению к существующему бытовому давлению p_0 , а p'_0 — максимальное давление, которое когда-либо действовало на глину. Если это отношение меньше 50%, сжимаемость глины будет, по-видимому, составлять от 10 до 25% от сжимаемости такой же глины в нормально обжатом состоянии. С ростом указанного отношения влияние переуплотнения на сжимаемость глины уменьшается. Для значений, превышающих 100%, влиянием переуплотнения на осадку сооружения можно пренебрегать.

Переуплотнение глины может быть обусловлено весом пластов грунта, удаленных в результате эрозии, весом ледников, впоследствии растаявших, либо высыханием. Если переуплотнение вызвано нагрузками, которые были впоследствии удалены, избыточное давление, которое действовало на грунт, было одним и тем же для любой точки по вертикали ниже поверхности грунта. Однако, если переуплотнение объясняется высыханием, избыточное давление, вероятно, понижалось по направлению сверху вниз от первоначальной

поверхности испарения, и общая мощность переуплотненного слоя не может превосходить нескольких десятков сантиметров.

Сжимаемость сильно переуплотненных глинистых пластов обычно не имеет практического значения, если только перед инженером не ставится задача возведения на мощном пласте плотной глины весьма большого и тяжелого сооружения, которое может быть повреждено даже при умеренной неравномерности осадок. Если требуется выполнить расчет осадок, то должны быть проведены компрессионные испытания ненарушенных образцов, предпочтительно полученных из шурфов. Причины и величина ошибок, встречающихся при расчете осадок, основанном на результатах испытаний подобных образцов, были рассмотрены на стр. 96.

ЛИТЕРАТУРА

13.1 P. C. Rutledge, Relation of undisturbed sampling to laboratory testing. Trans. ASCE, vol. 109, 1944, стр. 1155.

Обзор существующих методов интерпретации результатов компрессионных испытаний. С дискуссией.

13.2 A. W. Skempton, Notes on the compressibility of clays. „Quart. J. Geol. Sec.“, London, vol. C, 1944, стр. 119—135.

Рассматриваются статистические соотношения между пределами Аттерберга и компрессионными характеристиками глин.

Задачи

1. Пласт глины со средним пределом текучести 45% имеет мощность 7,5 м. Его поверхность расположена на глубине 10,5 м от дневной поверхности. Естественная влажность глины равна 40%, а удельный вес $2,78 \text{ г/см}^3$. Над глиной до дневной поверхности залегает пласт мелкого песка. Уровень грунтовых вод находится на глубине 4,5 м от дневной поверхности. Средний объемный вес песка с учетом взвешивания равен $1,04 \text{ т/м}^3$, а объемный вес влажного песка, расположенного над грунтовой водой, равен $1,76 \text{ т/м}^3$. На основании геологических данных глину можно считать нормально обжатой. Вес сооружения, которое должно быть возведено на песке над глиной, увеличивает существующее бытовое давление на глину на $1,2 \text{ кг/см}^2$. Определить среднюю осадку сооружения.

Ответ. 25 см.

2. Пласт глины В, показанный на рис. 24, имеет мощность 7,5 м. Его поверхность находится на глубине 9 м ниже уровня воды в реке и на 10,5 м ниже поверхности грунта в долине. Поверхность верхней террасы, примыкающей к долине, на 45 м выше отметки грунта в долине и первоначальный уровень воды был на 1,5 м выше этой поверхности. Глина покрыта песком с тем же объемным весом, что и в предыдущей задаче. Определите максимальное уплотняющее давление для правой части пласта.

Ответ. $4,8 \text{ кг/см}^2$ сверх существующего бытового давления.

3. Здание, построенное в долине, показанной на рис. 24, увеличило давление на пласт глины на $1,2 \text{ кг/см}^2$. Средний предел текучести глины составляет 45%. Остальные данные те же, что и в задаче 2. Средняя естественная влажность глины 35%, а удельный вес $2,78 \text{ г/см}^3$. Определите верхний и нижний пределы возможной осадки сооружения.

Ответ. Не более 25% от 29,4 см или 7,35 см и, вероятно, не менее, чем 10% от 29,4 см, т. е. 3 см.

§ 14. КОНСОЛИДАЦИЯ СЛОЕВ ГЛИНЫ

В предыдущем параграфе указывалось, что сжатие глины, вызванное увеличением нагрузки, протекает очень медленно. Лишь частично это запаздывание вызвано постепенностью изменения расположения частиц в соответствии с возросшим давлением. Это относится как к пескам, так и к глинам. Однако для глин причиной запаздывания является главным образом их низкая водопроницаемость, вследствие чего требует-

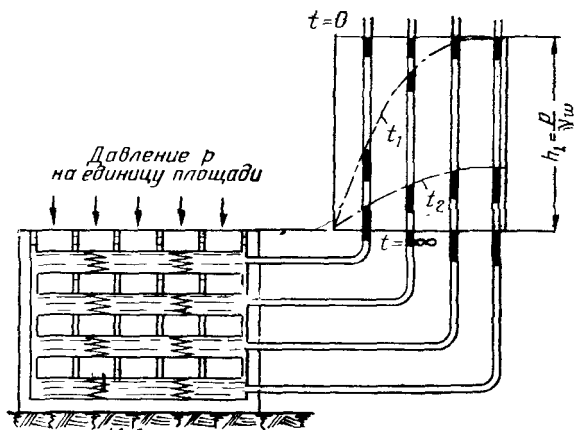


Рис. 27. Прибор, демонстрирующий механизм процесса консолидации

ся значительное время для удаления избыточной воды. Это постепенное уменьшение влажности при постоянной нагрузке известно как консолидация. Механизм тормозящего влияния низкой водопроницаемости на сжатие упругого слоя под постоянной нагрузкой может быть показан с помощью модели, приведенной на рис. 27. Она состоит из цилиндрического сосуда с рядом перфорированных поршней, разделенных пружинами. Промежутки между поршнями заполнены водой. Когда к верхнему поршню прикладывается давление p , высота пружины в первое мгновение остается неизменной, так как этого времени недостаточно для удаления какого бы то ни было количества воды из промежутка между поршнями. Так как пружины не могут нести нагрузку, пока их высота не начнет уменьшаться, давление p должно быть воспринято сначала водой, в которой развивается избыточное гидростатическое давление $h_1 \gamma_w = p$. В этот момент вода в каждой пьезометрической трубке будет находиться на уровне h_1 .

После того как пройдет некоторое незначительное время t_1 , часть воды будет удалена из верхней камеры, но самая нижняя камера все еще будет практически заполнена водой.

Уменьшение объема верхней камеры сопровождается сжатием верхних пружин. Соответственно эти пружины начнут воспринимать часть давления p , когда давление в воде, заполняющей верхнюю камеру, станет уменьшаться. В нижних камерах условия остаются пока неизменными. В этой стадии уровень воды в пьезометрических трубках располагается по кривой t_1 , которая переходит в горизонтальную линию на уровне h_1 . Соответствующее сжатие (уменьшение высоты пружин) равно S_1 . Любая кривая, подобная t_1 , которая пока-

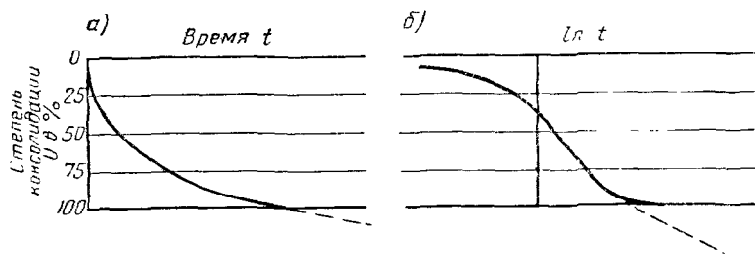


Рис. 28. Кривые время—консолидация.

Сплошные линии выражают соотношение для механического прибора по рис. 27. Пунктирные линии выражают соотношения для образцов глины с аналогичными консолидационными характеристиками

зывает уровни воды в пьезометрических трубках в данный момент, называется *изохроной*. В какой-то более поздний момент уровень воды в трубках будет располагаться по кривой t_2 . Наконец, через очень большой промежуток времени избыточное гидростатическое давление станет очень малым и соответствующее конечное сжатие будет равно S_∞ . Для глины это конечное сжатие определяется, если известна начальная мощность пласта, с помощью уравнения (13.4). Отношение

$$U = \frac{S}{S_\infty} \% \quad (14.1)$$

представляет собой *степень консолидации за время t* . Скорость консолидации системы из поршней и пружин можно рассчитать, пользуясь принципами гидравлики. Соотношение между степенью консолидации такой системы и требуемым временем показано сплошными кривыми на рис. 28, а и 28, б.

Скорость консолидации образца глины может наблюдаться в лаборатории с помощью испытания в компрессионном приборе без возможности бокового расширения грунта (§ 13). Вплоть до степени консолидации порядка 80% форма экспериментальной кривой консолидации очень близка к кривой для системы поршней с пружинами. Однако, вместо приближения к горизонтальной асимптоте, кривые для глины про-

должаются с умеренным наклоном, как показано на рис. 28 пунктирной линией. Продолжающаяся консолидация, представленная вертикальным расстоянием между сплошной и пунктирной кривыми, называется вторичной консолидацией. Она вызвана, по-видимому, постепенностью приспособления к нагрузке структуры грунта в сочетании с сопротивлением относительному смещению зерен, вызванному вязкостью адсорбированных слоев воды. В системе поршней и пружин, которой соответствует сплошная кривая компрессии, замедление определяется исключительно сопротивлением быстрому удалению избыточной воды. Результаты испытаний на консолидацию глинистых образцов позволили установить несколько простых соотношений. Для данной глины время, требуемое для достижения данной степени консолидации, растет пропорционально квадрату мощности пласта. Для пластов различных глин одинаковой мощности время, необходимое для достижения данной степени консолидации, возрастает прямо пропорционально m_v/k , где m_v — коэффициент объемной сжимаемости [уравнение (13.3)], а k — коэффициент фильтрации. Отношение

$$c_v = \frac{k}{m_v} \cdot \frac{1}{\gamma_w} \text{ см}^2/\text{сек} \quad (14.2)$$

называется коэффициентом консолидации. С уменьшением коэффициента пористости значения k и m_v быстро уменьшаются, но отношение k к m_v для значительного интервала давлений почти постоянно.

Значения c_v для различных глин возрастают с ростом предела текучести, как показано на рис. 29. На этом рисунке абсциссами служат пределы текучести, а по оси ординат отложены значения коэффициента консолидации для ненарушенных образцов глин при нормальных давлениях между 1 и 4 кг/см². График показывает, что коэффициент консолидации для глин с данным пределом текучести изменяется в широких пределах.

Последние экспериментальные исследования показали, что значение коэффициента консолидации по уравнению (14.2) растет (при данном начальном коэффициенте пористости e_0) с увеличением ступеней загрузки, вызывающего консолидацию. Следовательно, если испытание на консолидацию должно служить основой для определения скорости консолидации глинистого пласта под весом возведенного сооружения, ступень приложенной к образцу нагрузки, после того как давление доведено до бытового, должна быть того же порядка, что и нагрузка на единицу площади основания сооружения. Так как этот прием практически общепринят, то до сих пор не отмечалось заметных расхождений между расчетными и фактическими скоростями осадок. Значения, при-

веденные на рис. 29, были получены с помощью стандартных испытаний.

Если давление на естественный пласт глины уменьшается, например, при проходке выемки или тоннеля, соответствующее увеличение объема глины обычно начинается не ранее,

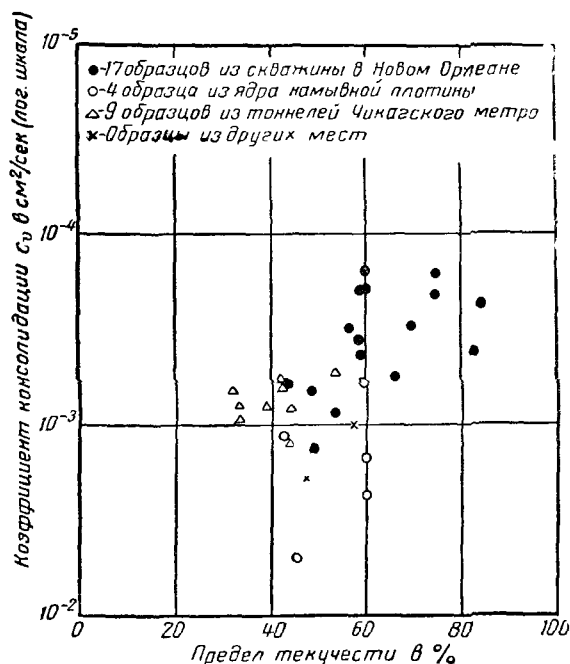


Рис. 29. Соотношение между пределом текучести и коэффициентом консолидации для ненарушенных образцов глины

чем через неделю или более после разработки грунта. В немногих случаях наблюдалось даже, что консолидация таких пластов под влиянием приложенной нагрузки не начиналась в течение нескольких недель после приложения нагрузки. Эта задержка в реагировании глины на изменение напряжений, подобно вторичной консолидации или влиянию величины ступени загрузения на c_v , не может быть объяснена с помощью простой механической модели, на которой основана теория консолидации. Характеристика и условия проявления такой задержки могут быть установлены только путем наблюдений.

Несмотря на существенно упрощающие предположения, теория консолидации приносит определенную пользу, так как позволяет хотя бы грубо определить скорость осадки, обу-

словленную консолидацией, пользуясь результатами лабораторных испытаний. Поэтому эта теория кратко излагается в части Б, § 41.

Задачи

1. Результаты испытаний на консолидацию образца глины, имеющего толщину 2 см, показывают, что половина полной консолидации происходит за первые 5 мин. Сколько потребуется времени при таких же условиях дренирования, чтобы сооружение, опирающееся на пласт этой же глины мощностью 4 м, получило бы половину полной осадки (пренебречь вторичной консолидацией).

Ответ, 139 дней.

2. Коэффициент пористости глины *A* уменьшается от 0,572 до 0,505 при изменении давления от 1,2 до 1,8 кг/см². Коэффициент пористости глины *B* уменьшается от 0,612 до 0,597 при тех же условиях загрузки. Толщина образца *A* в 1,5 раза больше, чем образца *B*. Несмотря на это, время, требуемое для 50% консолидации, в 3 раза больше для образца *B*, чем для образца *A*. Найти отношение коэффициентов фильтрации этих глин.

Ответ, 31 : 1.

3. Основание сооружения состоит из мощного пласта песка. Вблизи от его середины залегает слой мягкой глины толщиной 3 м. Лабораторный образец глины при дренировании сверху и снизу достигает 80% консолидации за 1 час. Толщина образца 2,5 см. Сколько времени пройдет прежде чем степень консолидации глинистого пласта станет равной 80%?

Ответ, 600 дней.

§ 15. СОПРОТИВЛЕНИЕ ГРУНТОВ СДВИГУ

Введение

Если сдвигающее напряжение в массе грунта превосходит некоторое критическое значение, грунт разрушается. В зависимости от вида сооружения и условий загрузки, разрушение грунта может привести к оползню, обрушению подпорной стенки или к резкой осадке фундаментов. Необходимость избежать подобных катастроф привела к тому, что факторы, определяющие сопротивление грунтов сдвигу, привлекли к себе значительное внимание еще более столетия тому назад.

Методы исследования

Самый простой, наиболее старый и общеупотребительный метод определения сопротивления грунтов сдвигу заключается в испытании их на срез. Это испытание производится с помощью срезного или сдвигового прибора, показанного на рис. 30. Прибор состоит из двух рам — нижней неподвижной и верхней, которая может передвигаться в горизонтальном направлении. Образец расположен между двумя пористыми камнями, служащими для его дренирования при консолидации. Поверхность пористых камней в местах их контакта с об-

разцом зазубрена, чтобы предотвратить скольжение во время сдвига.

Прежде чем подвергнуть образец срезу, к верхнему камню прикладывается вертикальная нагрузка интенсивностью p . Как эта нагрузка, так и последующее приложение сдвигаю-

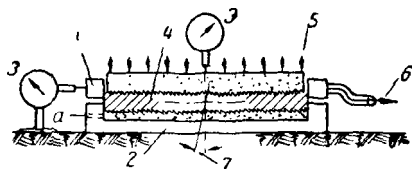


Рис. 30. Срезной прибор для испытания на сдвиг

1 — подвижная верхняя рама; 2 — неподвижная нижняя рама; 3 — мессура; 4 — проба; 5 — вертикальное нормальное напряжение; 6 — сдвигающая сила; 7 — угловое смещение

щей силы вызывают изменение коэффициента пористости образца. Если поры образца заполнены воздухом, эти изменения происходят почти мгновенно. С другой стороны, если образец водонасыщен, сопротивление течению воды сквозь поры грунта задерживает указанные изменения. Влажность грунта в момент разрушения зависит от степени консолидации образца

под вертикальной нагрузкой к моменту приложения сдвигающей силы, от водопроницаемости грунта, от скорости роста сдвигающего усилия и от условий дренирования.

Известны следующие виды испытаний для исследования влияния этих факторов на соотношение между вертикальной нагрузкой и сопротивлением сдвигу: медленное испытание, быстрое испытание после консолидации (коротко это испытание можно назвать консолидированно-быстрым сдвигом) и быстрое испытание. В медленном испытании и вертикальная и сдвигающая силы прикладываются так медленно, что влажность даже водонасыщенного грунта с низкой проницаемостью будет изменяться почти в полном соответствии с изменением напряжений. В консолидированно-быстром испытании за полной консолидацией под вертикальными нагрузками следует сдвиг при неизменной влажности. В быстром испытании влажность образца остается практически неизменной при действии как вертикальной, так и сдвигающей силы.

В срезном приборе, показанном на рис. 30, быстрое и консолидированно-быстрые испытания могут быть выполнены только с образцами глины, так как другие грунты настолько проницаемы, что даже очень быстрое увеличение напряжений в образце вызовет заметное изменение влажности. Медленное испытание может быть проведено с любым грунтом. Консолидация образца под вертикальными нагрузками определяется с помощью мессуры, регистрирующей вертикальное перемещение верхнего пористого камня, как показано на рис. 30. Во время сдвига эта же мессура показывает, вызы-

вает ли сдвигающая сила увеличение или уменьшение объема образца.

Сдвигающее усилие передается через верхнюю раму срезного прибора и при этом измеряется соответствующее относительное смещение верхней и нижней рам. При испытаниях в срезных приборах обычных типов сдвигающая сила прикладывается ступенями. Если прибор обладает приспособлением для постепенного увеличения силы с надлежащей скоростью, то такой прибор называют прибором с управляемым усилием. С другой стороны, если можно изменять заданным образом перемещение, измеряя при этом соответствующее усилие, прибор называется прибором с управляемой деформацией.

По мере роста смещения верхней рамы сила, необходимая для увеличения деформации, растет и приближается к максимуму, который называется пиковым значением. Затем она обычно уменьшается и приближается к установившемуся значению, как показано на верхней кривой рис. 31,б. Надежные данные о соотношении между сдвигающим усилием и деформацией сдвига за пределами, соответствующими пиковому значению, могут быть получены только с помощью срезных приборов с управляемой деформацией.

Применяемые на практике срезные приборы обладают рядом недостатков. Наиболее существенными из них являются изменение в процессе опыта площади среза, неравномерное распределение касательных напряжений по поверхности среза и быстрота, с которой изменяется влажность многих водонасыщенных грунтов в результате изменения напряженного состояния образца в приборе.

По мере роста горизонтального перемещения верхней рамы поверхность контакта между верхней и нижней половинами образца уменьшается. Поэтому даже в приборах с управляемой деформацией надежные данные об установившемся сопротивлении сдвигу грунта не могут быть получены. Далес, разрушение происходит не одновременно во всех точках потенциальной поверхности среза. Оно начинается по обоим краям и распространяется к середине. Поэтому пиковое значение сопротивления сдвигу, полученное при испытаниях, меньше действительного. Эти два недостатка срезного прибора были устранены созданием кольцевых срезных приборов, в которых образец имеет форму кольца [15.1].

Однако ни срезные, ни кольцевые приборы не позволяют получить достоверный результат при быстрых и консолидированно-быстрых испытаниях грунтов, не являющихся типичными глинами. Чтобы провести такие испытания без риска серьезных ошибок, должны применяться приборы трехосного

сжатия (§ 16). Приведенные ниже данные о соотношении между давлением и сопротивлением сдвигу грунтов основано главным образом на результатах испытаний в кольцевых и трехосных приборах. Однако ради простоты результаты представлены так, как если бы они были получены с помощью идеальных срезных приборов, обладающих всеми достоинствами наиболее удовлетворительных их типов и без присущих им недостатков. Следовательно, когда описываются консолидированно-быстрые испытания водонасыщенных песков, читатель должен помнить, что на практике эти данные могут быть получены только с помощью испытаний в трехосных приборах.

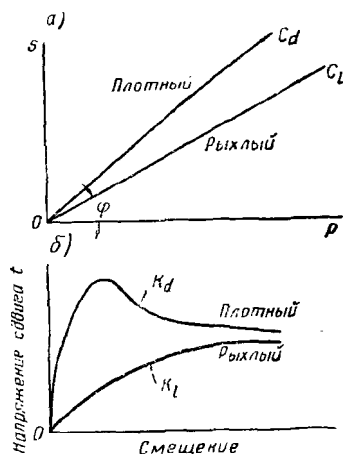


Рис. 31.

а — результаты испытания на срез; б — кривые напряженно-деформации, полученные при испытании песка на срез

Сопротивление сдвигу сухого песка

На рис. 31,б ординаты представляют касательные напряжения по потенциальной поверхности сдвига в срезываемом образце, а абсциссы — перемещение верхней рамы прибора (рис. 30) по отношению к нижней. При испытании рыхлого песка касательные напряжения растут с увеличением перемещения, пока не наступит разрушение (кривая K_l). Опыт повторяется при различных давлениях p . Нанося касательные напряжения s , соответствующие моменту разрушения в различных опыта, и соответствующие давления p , получают прямую линию C_l (рис. 31,а). Эта линия может быть представлена уравнением

$$s = p \operatorname{tg} \varphi. \quad (15.1)$$

Угол φ называется углом внутреннего трения, а $\operatorname{tg} \varphi$ — коэффициентом внутреннего трения. При плотном песке разрушению образца предшествует падение касательных напряжений от пикового значения до установившегося, которое меньше пикового, как показано на кривой K_d (рис. 31,б). Форма кривой K_d показывает, что увеличение деформаций сверх соответствующих пиковому значению связано с развивающимся разрушением структуры песка. Линия C_d на рис. 31,а дает соотношение между давлением и пиковым значением сопротивления сдвигу плотного песка. В отличие от линии C_l , которая является прямой, линия C_d

слегка изогнута. Однако для практических целей этой кривизной можно пренебречь. Средний угол наклона линии S_d представляет собой угол внутреннего трения плотного песка.

Для данного песка угол φ растет с ростом относительной плотности, для рыхлого песка он приблизительно равен углу естественного откоса, определяемому как угол между горизонтом и откосом сухого песка, отсыпанного с небольшой высоты. Следовательно, угол φ для рыхлого состояния может быть определен без проведения испытаний на срез. Характерные значения φ приведены в табл. 7.

Таблица 7

Характерные значения φ для сухого песка

	Округлые зерна, однородные в град.	Угловатые зерна, хорошо подобранный в град.
Рыхлый	28,5°	34°
Плотный ¹	35°	46°

¹ Даны средние пиковые значения при нормальных напряжениях между 0 и 3 кг см². С увеличением нормального напряжения значение φ незначительно уменьшается, как показано на рис. 31, а.

Отдельные зерна некоторых песков сцементированы мельчайшими включениями таких материалов, как углекислый кальций. Соотношение между нормальным напряжением p и сопротивлением сдвигу s для таких песков как в сухом, так и во влажном состояниях может быть приблизительно выражено уравнением

$$s = c + p \operatorname{tg} \varphi. \quad (15.2)$$

Величина c называется сцеплением песка. Оно зависит только от прочности связи между песчаными частицами и поэтому для каждого песка является константой. Несцементированные пески во влажном состоянии также обладают некоторым сцеплением, но так как это сцепление исчезает при погружении в воду, его называют кажущимся сцеплением. Угол внутреннего трения φ [уравнение (15.2)] для сцементированных или влажных песков приблизительно равен углу φ для тех же песков и при той же пористости в несвязном состоянии.

Сопротивление сдвигу водонасыщенного песка

Изменение напряжений под действием натяжения верхней рамы срезного аппарата вызывает изменение пористости песка. Опыт показывает, что изменение коэффициента пористости при сдвиге зависит как от вертикальной нагрузки, так и от относительной плотности песка. При очень низких дав-

лениях коэффициент пористости в момент разрушения больше, а при очень высоких давлениях—меньше, чем начальный, независимо от относительной плотности песка. При промежуточных давлениях сдвигающая сила уменьшает коэффициент пористости рыхлого песка и увеличивает коэффициент пористости плотного. В водонасыщенном песке уменьшение коэффициента пористости связано с удалением поровой воды, а увеличение—с поглощением воды. Увеличение объема песка при постоянном давлении, происходящее вследствие сдвига, называется дилатацией.

Если равновесие большой массы водонасыщенного мелкозернистого песка в теле насыпи нарушено, например, в результате быстрого опускания уровня окружающей воды, изменение влажности в насыпи будет отставать от соответствующего изменения напряженного состояния, так как для удаления излишней воды изнутри насыпи требуется известное время. Для данного объема песчаной массы и данной скорости изменения напряжений запаздывание в изменении влажности растет с уменьшением водопроницаемости песка.

Если этим запаздыванием можно пренебречь, условия разрушения песка в насыпи будут такими же, как и при медленном сдвиге водонасыщенного образца песка. С другой стороны, если разрушение произойдет прежде, чем влажность насыпи заметно изменится, условия разрушения будут соответствовать наблюдающимся во время консолидированно-быстрого сдвига. Следовательно, напряженное состояние, вызывающее разрушение водонасыщенной песчаной насыпи, будет, по-видимому, промежуточным между соответствующим медленным и консолидированно-быстрым сдвигом водонасыщенных образцов.

Результаты испытаний на медленный сдвиг водонасыщенных образцов совпадают с результатами испытаний того же песка при той же относительной плотности в сухом состоянии, разве только угол ϕ будет на 1 или 2° меньше у водонасыщенного песка. Значение ϕ , полученное при медленном испытании на сдвиг водонасыщенных образцов, обозначается символом ϕ_s (рис. 32, а и б).

При испытании на консолидированно-быстрый сдвиг сдвигающие силы растут с такой скоростью, что образец разрушится прежде, чем содержание воды станет соответствовать изменению напряженного состояния. Влияние этого обстоятельства на сопротивление сдвигу зависит от того, сопровождается ли рост сопротивления сдвигу уменьшением или увеличением пористости. Стремление к уменьшению пористости связано с появлением избыточного гидростатического давления в поровой воде. Так как при этом поровая вода воспринимает часть вертикальной нагрузки, эффективное вертикальное давление по поверхности сдвига будет меньше

полного вертикального давления, и образец разрушится при меньших сдвигающих напряжениях, чем при медленном испытании. Стремление образца к расширению (дилатенции) оказывает противоположное влияние.

На рис. 32, а сплошная прямая C_s изображает результаты испытания на медленный сдвиг водонасыщенных образцов

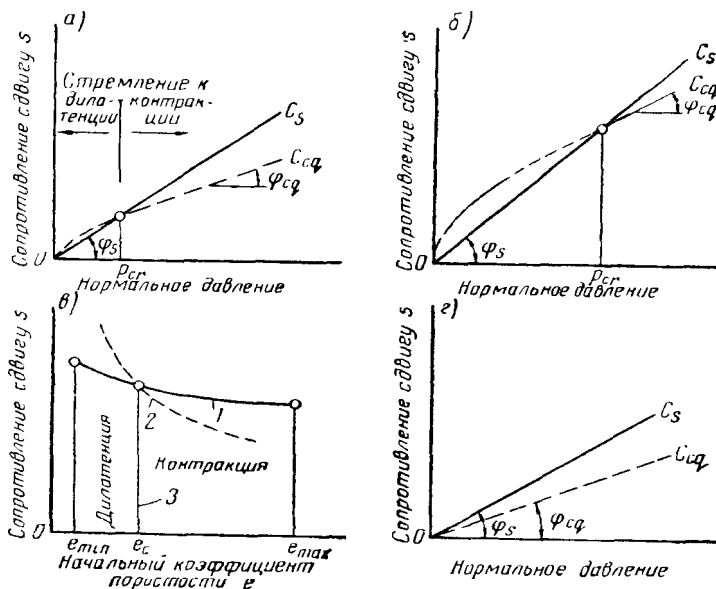


Рис. 32. Результаты медленных и консолидированно-быстрых испытаний на сдвиг песка и глины водонасыщенных образцов рыхлого песка

1 — медленный сдвиг; 2 — консолидированно-быстрый сдвиг; 3 — критический коэффициент пористости

рыхлого песка, а пунктирная кривая C_{cq} — то же для консолидированно-быстрого испытания таких же образцов. При очень низких давлениях касательные напряжения стремятся вызвать дилатенцию, тогда как при высоких напряжениях они вызывают контракцию (сжатие при сдвиге при постоянной величине нормального давления). Поэтому кривая C_{cq} пересекает прямую C_s . При давлении p_{cr} скорость сдвига не влияет на сопротивление сдвигу.

Рис. 32, б изображает результаты подобных испытаний водонасыщенных образцов плотного песка. Значение p_{cr} гораздо больше для плотного песка, чем для рыхлого, но характерные особенности обоих графиков на рис. 32, а и б одни и те же. На обоих графиках наклон пунктирной кривой C_{cq} быстро уменьшается, и кривая приближается к прямой линии, наклоненной под углом φ_{cq} . Величина φ_{cq} является

консолидированно-быстрым значением угла сопротивления сдвигу. Многочисленные опытные данные, имеющиеся в настоящее время, позволяют принять среднее значение $\varphi_{ср}$ примерно равным $2\varphi_s/3$, и нет оснований полагать, что оно может быть меньше $\varphi_s/2$.

Удар может временно превратить массу водонасыщенного песка с наклонной поверхностью в полужидкий материал, который будет растекаться, так как его угол внутреннего трения будет равен почти нулю. Однако такого типа разрушение не имеет отношения к явлениям, рассматриваемым в настоящем параграфе, так как разрушению предшествует внезапный рост порового давления при неизменных условиях загрузки. Подобное возрастание никогда не наблюдалось при срезных или трехосных испытаниях. Условия, которые приводят к такого рода разрушениям, рассматриваются в § 17.

На рис. 32, в абсциссы представляют собой коэффициент пористости водонасыщенных образцов после полной консолидации под некоторым данным вертикальным давлением p_a , ординаты дают сопротивление образцов сдвигу. Сплошная кривая представляет результаты медленных испытаний, а пунктирная — консолидированно-быстрых испытаний, проведенных при том же давлении p_a . Для плотных песков, имеющих низкую начальную пористость, консолидированно-быстрый сдвиг дает большие значения s , чем медленный сдвиг. Для рыхлых песков, обладающих высокой начальной пористостью, соотношение обратное.

При коэффициенте пористости e_c медленный и консолидированно-быстрый сдвиги дают одинаковые значения s . Соответствующее значение e_c называется критическим коэффициентом пористости при давлении p_a . При критическом коэффициенте пористости скорость роста сдвигающих напряжений не влияет на сопротивление сдвигу. При низких значениях p_a это условие выполняется даже в случае рыхлого песка (рис. 32, а), тогда как при высоких значениях p_a относительная плотность должна быть для этого больше (рис. 32, б). Отсюда очевидно, что критический коэффициент пористости растет с увеличением p_a .

Во всех водонасыщенных образцах, к которым может относиться рис. 32, а—в, начальное поровое давление u_w ничтожно. Другими словами, начальное нормальное давление по потенциальной поверхности сдвига является эффективным. Если масса песка находится на значительной глубине ниже поверхности воды, начальным поровым давлением u_w нельзя пренебрегать. При этих обстоятельствах значение p в уравнении (15.1) должно быть заменено $p - u_w$, и тогда

$$s = (p - u_w) \operatorname{tg} \varphi, \quad (15.3)$$

где p — полное нормальное давление по поверхности сдвига.

Соотношения, представленные на рис. 32, а и б, остаются неизменными, если в качестве абсцисс откладывать $p - u_w$.

Поровое давление u_w в уравнении (15.3) может быть также создано быстрым приложением нагрузки. Его влияние на сопротивление сдвигу можно исследовать с помощью испытания на быстрый сдвиг при внезапном увеличении давления на образец от p до $p + \Delta p$ с последующим быстрым срезом. Увеличение нагрузки на Δp при постоянной влажности образца увеличивает поровое давление (до приложения сдвигающей силы) от нуля до $u_w = \Delta p$. Согласно уравнению (15.3) результаты испытания будут такими же, как если бы нагрузка p на образец оставалась неизменной.

Как пример практического значения этих соотношений рассмотрим условия устойчивости откоса из водонасыщенного мелкого песка. Сопротивление сдвигу водонасыщенного песка зависит не только от угла внутреннего трения и веса песка, расположенного над потенциальной поверхностью скольжения, но также от относительной плотности песка и от скорости роста сдвигающих напряжений.

Наиболее обычная причина роста сдвигающих напряжений в водонасыщенном песке заключается в понижении уровня воды, примыкающей к одному или обоим откосам песчаной насыпи. Согласно соотношениям, представленным на рис. 32, устойчивость откоса после падения уровня воды зависит от плотности песка и скорости этого падения. Если понижение уровня происходит медленно, коэффициент пористости песка успевает изменяться в соответствии с изменением напряжений. Сопротивление сдвигу определяется в этом случае значениями φ , приведенными в табл. 7, лишь незначительно сниженными вследствие того, что в песке после понижения уровня воды остается некоторое количество влаги.

С другой стороны, если понижение происходит быстро, влажность песка остается практически неизменной. В результате сопротивление сдвигу песка определяется консолидированно-быстрыми значениями s , представленными пунктирной кривой на рис. 32, в. Если коэффициент пористости насыпи превосходит критическое значение, консолидированно-быстрое сопротивление сдвигу меньше, чем при медленном сдвиге. В противном случае оно оказывается большим. Поэтому рекомендуется уплотнять возможно тщательнее песчаные насыпи, подверженные временному или постоянному насыщению водой.

Сопротивление сдвигу пыли и пылеватого песка

Соотношение между нормальным давлением и сопротивлением сдвигу для пыли и пылеватого песка подобно изображенному на рис. 32 для чистого песка. Значения φ_s , полу-

ченные при испытаниях на медленный сдвиг, находятся в пределах от 27 до 30° для рыхлого состояния и от 30 до 35° для плотного. Эти значения почти такие же, как и для песка.

Вследствие относительно низкой проницаемости пыли и пылеватого песка, водонасыщенные естественные грунты этих категорий, по-видимому, разрушаются при условиях, подобных тем, при которых проводится испытание на консолидированно-быстрый сдвиг. Результаты консолидированно-быстрых испытаний песков представлены пунктирными линиями на рис. 32. Кривизна этих линий для пыли и пылеватого песка должна быть менее заметна, так как дилатенция пыли обычно проявляется слабее, чем у песка с округлыми зернами. Соотношение между давлением и ликовым сопротивлением при консолидированно-быстром сдвиге может быть приближенно выражено уравнением

$$s = p \operatorname{tg} \varphi_{cq}, \quad (15.4)$$

где p — давление по поверхности сдвига перед приложением сдвигающей силы;

φ_{cq} — угол наклона прямолинейного участка пунктирных кривых (рис. 32, *а* и *б*), которые изображают результаты консолидированно-быстрых опытов.

Так как касательные к началу этих кривых проходят под углами большими, чем φ_{cq} , действительные значения s больше, чем даваемые уравнением (15.4). Если до приложения сдвигающей силы поровое давление в грунте, примыкающем к поверхности сдвига, равно u_w , то уравнение (15.4) должно быть заменено уравнением

$$s = (p - u_w) \operatorname{tg} \varphi_{cq}. \quad (15.5)$$

Значения φ_{cq} могут падать до 17° , обычно же они колеблются между 20 и 22° . Более точные данные пока отсутствуют.

Сопротивление сдвигу нарушенных глин

Если начальная влажность перематой глины близка к пределу текучести, сопротивление сдвигу как при медленных, так и при консолидированно-быстрых испытаниях растет прямо пропорционально давлению по поверхности сдвига, как показано на рис. 32, *г*. Так как пунктирная линия S_{cq} , изображающая результаты консолидированно-быстрого сдвига, расположена целиком ниже кривой медленного сдвига S_s , мы можем заключить, что дилатенция нормально обжатой нарушенной глины ничтожна даже при очень низких давлениях. Обе линии S_s и S_{cq} прямые. Поэтому соотношение

между давлением и сопротивлением сдвигу может быть точно выражено уравнениями:
медленный сдвиг

$$s = p \operatorname{tg} \varphi_s; \quad (15.6)$$

консолидированно-быстрый сдвиг

$$s = p \operatorname{tg} \varphi_{cq}. \quad (15.7)$$

Значения φ_s и φ_{cq} изменяются в следующих пределах:
 $\varphi_s = 28 \div 30^\circ$ (в виде исключения может падать до 20°);
 $\varphi_{cq} = 14 \div 20^\circ$ (в виде исключения может падать до 12°).

На рис. 33 прямая Ob соответствует линии C_s на рис. 32,г. Она дает соотношение между давлением и сопротивлением сдвигу для нормально обжатой глины при медленном сдвиге. Она наклонена под углом φ_s к горизонтالي.

Линия bd изображает результаты медленного сдвига образцов, сначала переуплотненных под давлением p' , а затем оставленных набухать под меньшим давлением p . Сопротивление сдвигу образцов, нагрузка с которых была полностью удалена, представлено ординатой s точки d . Величина s обычно называется сцеплением глины. Однако, в отличие от сцепления s у цементированного песка [формула (15.2)], сцепление глины не является константой грунта. Оно возрастает с увеличением давления p' .

Линия de на рис. 33 дает соотношение между сопротивлением медленному сдвигу и нормальным давлением на глину, которая была сначала уплотнена под давлением, затем оставлена набухать без нагрузки и, наконец, снова консолидирована и медленно срезана под давлением p меньшим, чем p' . Эта линия поднимается от d под углом несколько меньшим, чем φ_s , но по мере роста p она приближается к продолжению линии Ob .

Положение линии bd по отношению к Ob на рис. 33 показывает, что часть сопротивления сдвигу, вызванного уплотнением под давлением p' , сохраняется после удаления нагрузки. Возможно, что это вызвано цементирующими свойствами адсорбированной воды. Уплотнение глины сопровож-

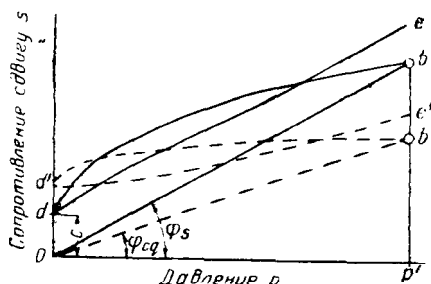


Рис. 33. Результаты испытаний на сдвиг переуплотненной перематой глины

дается удалением свободной или почти свободной воды, но количество адсорбированной воды остается почти неизменным. Следовательно, переуплотнение не меняет количества этого связывающего частицы материала на единицу объема твердого вещества. Однако, по мере уменьшения коэффициента пористости, контакт между зернами становится более близким и прочность агрегатов связанных друг с другом частиц быстро растет. Хотя переуплотнение песка также вызывает остаточные изменения влажности, количество адсорбированной воды в песке ничтожно и, как следствие, влияние переуплотнения на сопротивление его сдвигу пренебрежимо мало. Если серию испытаний, показанную на рис. 33, повторить с песком, то окажется, что линии bd и de практически совпадают с Ob .

Вследствие влияния переуплотнения на сопротивление сдвигу глины, графики, изображающие соотношение между коэффициентами пористости и сопротивлением сдвигу, очень похожи на кривую $e-p$. На обоих графиках эффект удаления и повторного приложения нагрузки изображается петлями гистерезиса.

Пунктирные линии на рис. 33 изображают сопротивление консолидированно-быстрому сдвигу нормально обжатых и переуплотненных образцов одной и той же глины. Следует заметить, что наклон правой части кривой $b'd'$ очень мал. Это тесно связано с тем фактом, что наклон кривой декомпрессии bc (рис. 21) также очень мал. Это указывает на то, что значительная часть нагрузки p' может быть удалена без серьезного влияния на консолидированно-быстрое сопротивление сдвигу глины.

Если нагрузка на образец в любом из состояний, представленных пунктирными линиями $Ob'd'e'$ на рис. 33, быстро возрастает от p до $p + \Delta p$, после чего немедленно следует быстрый срез, испытание называется быстрым. Результаты таких испытаний показывают, что сопротивление сдвигу равно значениям, полученным при консолидированно-быстрых испытаниях, соответствующим p , независимо от величины Δp . Причины этого были объяснены при рассмотрении сопротивления сдвигу водонасыщенного песка.

Выше мы занимались главным образом пиковым значением сопротивления сдвигу. Однако после сдвига как нормально обжатой, так и переуплотненной глины происходит уменьшение сопротивления сдвигу до установившегося значения, как показывает на рис. 31, б кривая K_d для плотного песка. Отношение пикового значения к установившемуся при медленных испытаниях колеблется от примерно 2,5 для высокопластичных глин до примерно 1,4 для пылеватых глин. Вследствие эффекта тиксотропии это отношение несколько больше в опытах, в которых сдвигающие напряжения возра-

стают очень медленно. Наимизшее установившееся значение, о котором до сих пор было известно, составляет для φ_s около 7° . Оно было получено при испытании высокопластичной глины ($L_w=126\%$, $I_w=90\%$). Для каждой глины отношение пикового значения к установившемуся при консолидированно-быстром сдвиге, по-видимому, должно быть гораздо больше, чем при медленном сдвиге, но пока имеется слишком мало данных, чтобы привести здесь численные значения. Как только касательные напряжения в глине становятся больше примерно половины пикового значения, глина, по-видимому, может «ползти» при постоянной сдвигающей силе. Другими словами, кривая время — деформация на рис. 34 приближается к наклонной, а не к горизонтальной асимптоте. Наклон асимптоты и, соответственно, скорость ползучести растут с увеличением касательных напряжений.

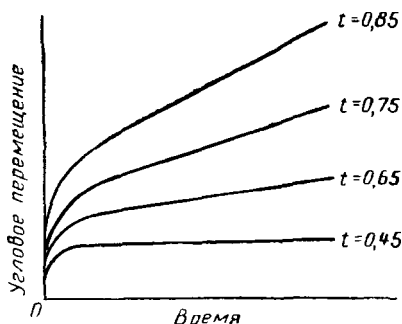


Рис. 34 Кривые время—деформация для образцов глины при различных сдвигающих напряжениях

Сопротивление сдвигу глинистых насыпей

В инженерной практике перемятая глина используется как строительный материал для плотин и насыпей. Во время строительства влажность глины остается практически неизменной. Поэтому сопротивление сдвигу таких глин непосредственно после окончания строительства равно сопротивлению при быстром испытании образцов с той же влажностью. Если глина насыщена, значения s при быстром сдвиге не зависят от нормального давления, как уже указывалось выше. С другой стороны, если она содержит воздух, сопротивление сдвигу s растет с увеличением нормального напряжения p . Соотношение между этими двумя значениями может быть приближенно выражено уравнением

$$s = c + p \operatorname{tg} \varphi_a. \quad (15.8)$$

Сцепление c зависит от начальной консистенции глины, а φ_a — от сжимаемости и содержания воздуха. Для полностью водонасыщенных глин $\varphi_a = 0$, а для совершенно сухой глины $\varphi_a \approx 30^\circ$.

Определение на практике c и φ_a с помощью испытаний на быстрый сдвиг дает некоторые погрешности, вызванные главным образом влиянием прогрессирующего разрушения в естественных условиях. Это явление рассматривается ниже.

Сопротивление сдвигу естественных глинистых пластов

Соотношение между давлением и сопротивлением сдвигу ненарушенных образцов из естественных пластов грунта очень близко к соответствующему соотношению для переуплотненных образцов той же глины в нарушенном состоянии. Однако при данном переуплотняющем давлении и при данной нагрузке отношение между пиковым и установившимся значениями сопротивления сдвигу обычно больше для ненарушенных образцов, чем для нарушенных. Разрушение вследствие сдвига естественных глинистых пластов может быть вызвано либо устройством выемки, либо местным приложением нагрузки в виде, например, веса сооружения или насыпи.

Чтобы определить коэффициент устойчивости глинистого откоса против обрушения или основания сооружения против выпирания, необходимо определить сопротивление сдвигу вдоль потенциальной поверхности скольжения. До строительства глина полностью консолидирована от эффективной нагрузки, создаваемой грунтом, расположенным выше потенциальной поверхности скольжения. Во время строительства влажность глины остается почти неизменной вследствие ее низкой водопроницаемости. Поэтому обычно считают, что сопротивление глины в любой точке поверхности скольжения приблизительно равно пиковому значению, получаемому с помощью консолидированно-быстрого сдвига ненарушенных образцов, отобранных в данной точке и испытанных после консолидации под вертикальным давлением, равным эффективному бытовому.

Однако в процессе консолидации в лаборатории влажность глины становится ниже естественной (см. рис. 22,а). В результате сопротивление сдвигу возрастает. Чтобы исключить эту ошибку, лабораторное значение консолидированно-быстрого сопротивления сдвигу наносят на график в функции коэффициента пористости. С помощью полученного таким образом графика можно получить экстраполяцией сопротивление сдвигу, соответствующее естественной влажности. После того как пиковое сопротивление сдвигу было определено на достаточном количестве характерных образцов, может быть рассчитано общее сопротивление по рассматриваемой поверхности. Однако при использовании этого метода для расчета сопротивления сдвигу глины в имевших место случаях разрушения было найдено, что действительное среднее сопротивление сдвигу вдоль поверхности скольжения гораздо

меньше, чем полученное при указанных выше испытаниях. Это бросающееся в глаза расхождение обычно приписывается влиянию прогрессирующего разрушения.

Термин прогрессирующее разрушение указывает на распространение разрушения вдоль потенциальной поверхности скольжения, начиная от некоторой точки или линии по направлению к наружным границам. В то время как напряжения в глине вблизи периферии этой поверхности достигают пиковых значений, сопротивление сдвигу глины на участках, где разрушение началось, падает до установившегося значения, гораздо меньшего, чем пиковое. Соответственно, суммарная сдвигающая сила, действующая по поверхности скольжения в момент окончательного разрушения, гораздо меньше, чем сопротивление сдвигу, определенное по пиковым значениям.

Разрушение начинается, как только касательные напряжения в какой-либо точке потенциальной поверхности скольжения становятся равными пиковому значению сопротивления глины сдвигу в этой точке. Следовательно, теоретически было бы возможно рассчитать коэффициент устойчивости против начинающегося разрушения, сравнивая касательные напряжения в различных точках потенциальной поверхности скольжения с экспериментально найденными пиковыми значениями сопротивления сдвигу в этих точках. Так как такой расчет должен неизбежно основываться на допущении абсолютной упругости грунта, соответствующий метод может быть назван методом теории упругости. Однако метод теории упругости не может быть рекомендован для практического использования, так как определение касательных напряжений в естественных грунтах является, в самом лучшем случае, ненадежным (§ 52).

Соотношение между значением сопротивления сдвигу вдоль потенциальной поверхности скольжения, рассчитанным по пиковым значениям, и сопротивлением против прогрессирующего разрушения пока еще неизвестно. Более того, сомнительно, чтобы это отношение было постоянным.

Коэффициент устойчивости по отношению к полному, но не к начинающемуся разрушению, может быть рассчитан с помощью метода теории пластичности. В основе этого метода лежит установленный наблюдениями факт, что среднее сопротивление сдвигу по поверхности скольжения в естественных мягких глинах в момент разрушения несколько меньше половины среднего значения прочности глины при одноосном сжатии. Возможные физические причины этого соотношения рассматриваются в § 17.

До тех пор, пока не будут приведены решающие доказательства того, что метод теории упругости и практически и по существу более надежен, чем метод теории пластичности,

этот последний должен всегда применяться при определении коэффициента устойчивости откосов в мягких глинах. Среднее сопротивление сдвигу может быть принято равным $q_u/2$ для слегка нарушенных образцов глины или несколько менее чем $q_u/2$ для ненарушенных образцов.

Резюме по методам определения сопротивления сдвигу грунтов в поле

Результаты испытания на сдвиг водонасыщенных грунтов в большой степени зависят от скорости приложения сдвигающей силы, размеров образца и других деталей техники испытания. Поэтому когда в отчете или в статье приводятся результаты испытания на сдвиг, должны быть полно описаны все существенные особенности техники испытания. В противном случае результаты могут вводить в заблуждение.

Угол внутреннего трения φ совершенно несвязного песка в рыхлом сухом состоянии приблизительно равен углу естественного откоса. Перед определением угла естественного откоса песок должен быть высушен в печи, в противном случае получаемые значения окажутся слишком высокими. Значение φ у данного песка в тщательно уплотненном состоянии под давлением меньше 2 кг/см^2 на $5\text{--}10^\circ$ больше, чем угол естественного откоса. Пользуясь этими данными, можно грубо оценить значение φ , не производя испытания на сдвиг. Более точные значения практически редко бывают нужны.

Угол внутреннего трения φ_s затопленного песка на 1 или 2° меньше значения φ для того же песка, при той же его относительной плотности, но в совершенно сухом состоянии. Однако, если затопленный песок является очень рыхлым, он может даже при слабом воздействии переходить в полужидкое состояние (§ 17). Испытание песка на сдвиг не вскрывает существования подобной опасности, но опыт показывает, что она является весьма реальной. Следовательно, песчаные насыпи, подверженные временному насыщению, либо мощные пласты рыхлого песка, расположенные ниже проектируемых фундаментов, должны быть соответствующими способами уплотнены.

Сдвиговые характеристики пылеватого песка и ила, с одной стороны, и очень мелкого песка, с другой — подобны. Вследствие относительно низкой проницаемости этих грунтов разрушение водонасыщенных пластов такого грунта происходит в условиях, похожих на те, при которых осуществляется консолидированно-быстрый сдвиг в лаборатории. Величина соответствующих углов сопротивления сдвигу φ_{sq} обычно находится между 20 и 22° . В виде исключения их значение может падать до 17° .

Быстрое испытание на сдвиг можно применять для определения сопротивления сдвигу глин, укладываемых в насыпь. Для данного материала насыпи результаты испытаний зависят прежде всего от начальной консистенции и от содержания воздуха. Однако влияние прогрессирующего разрушения на среднее сопротивление сдвигу готовой глинистой насыпи еще не известно. Разница между физическим состоянием лабораторных образцов и глины в теле насыпи после постройки также является причиной неопределенности и результаты испытаний оставляют широкую возможность для различной интерпретации. Следовательно, этой методикой нужно пользоваться с осторожностью.

Для расчета коэффициента устойчивости откосов в естественных глинистых пластах рекомендуется метод теории пластичности. Он основан на данных наблюдений, показывающих, что среднее сопротивление сдвигу вдоль поверхности скольжения в мягких естественных пластах глины приближенно равно половине средней прочности на одноосное сжатие совершенно ненарушенных образцов глины, отобранных вблизи этой поверхности. Испытание на сжатие может быть проведено быстро, а техника его проста.

Применение среза и трехосных испытаний

Как видно из резюме, правильное применение испытаний на срез в настоящее время ограничено случаями определения сопротивления сдвигу пылеватых грунтов, занимающими по своим свойствам промежуточное положение между песком и глинами. Испытание песков на срез редко может быть оправдано, так как нижний предел угла внутреннего трения φ равен углу естественного откоса, который может быть найден и без этого испытания, а влияние относительной плотности на величину φ можно установить априори.

Испытание на срез глин не будет иметь практического значения до тех пор, пока будущие исследования не покажут, что метод теории упругости при расчете устойчивости мягких естественных глинистых пластов является более практичным и значительно более надежным, чем метод теории пластичности. Пока решающие доказательства в пользу метода теории упругости не получены, определение устойчивости против сдвига естественных пластов должно основываться на результатах испытаний на одноосное сжатие. Практические задачи, в которых приходится иметь дело с сопротивлением сдвигу пылеватых грунтов, встречаются сравнительно редко. Лабораторное определение консолидированно-быстрого сопротивления сдвигу таких грунтов должно проводиться с помощью приборов трехосного сжатия, так как такие испытания в срезах приборах любых грунтов, кроме мягких глин, по меньшей

мере ненадежны. Проведение испытаний на трехосное сжатие требует специальной подготовки и опыта. Следовательно, если сооружение достаточно ответственно, чтобы оправдать подобные испытания, образцы должны доставляться в лабораторию, оснащенную для таких испытаний. Если сооружение слишком мало, чтобы оправдать расходы на испытание грунтов, проект должен основываться либо на наименее значимых, указанных в настоящем параграфе, либо на данных местного опыта.

ЛИТЕРАТУРА

15.1. M. J. Hvorslev, Torsion shear tests and their place in the determination of the shearing resistance of soils, „Proc. ASTM“, vol. 39 стр. 999.

§ 16. ИСПЫТАНИЕ НА ТРЕХОСНОЕ СЖАТИЕ

Цель испытаний

В предыдущем параграфе было показано, что нельзя полагаться на результаты быстрых и консолидированно-быстрых испытаний на сдвиг любых грунтов, кроме мягкой глины. Это объясняется тем, что во всех остальных грунтах при испытании на срезных приборах нельзя сохранить достаточно постоянную влажность при изменении напряженного состояния образцов. Величина вызываемой этим ошибки возрастает с увеличением проницаемости грунта. Консолидированно-быстрые испытания на сдвиг водонасыщенных песков практически вообще не могут быть выполнены. Надежные данные о сопротивлении сдвигу грунтов со средней и высокой проницаемостью при постоянной влажности могут быть в настоящее время получены только с помощью испытаний на трехосное сжатие. Основная область законного применения для практических целей испытаний на трехосное сжатие заключается в исследовании прочности водонасыщенного ила и пылеватых грунтов. Обоснование было приведено в предыдущем параграфе.

Существенные черты испытания на трехосное сжатие

Сущность этого испытания иллюстрируется рис. 35. Цилиндрический образец, заключенный в водонепроницаемую оболочку, помещается в камеру, наполненную жидкостью под давлением p_c . Дополнительное осевое сжатие интенсивностью q может быть приложено к верхней поверхности образца через жесткий наголовник. Вода может входить в образец или удаляться из него через пористый камень в его основании при открытом кране V . Поровое давление в образце мо-

жет быть измерено с помощью манометра, связанного с отводящей трубкой над краном V . Деформация образца в вертикальном направлении измеряется мессурой. При проведении медленных или консолидированно-быстрых испытаний прежде всего необходимо обеспечить полную консолидацию образца под всесторонним давлением p_c . Во время консолидации кран V должен быть открыт. Так как давление жидкости является всесторонним, на этой стадии испытания в образце не возникает касательных напряжений.

Затем образец подвергается добавочному осевому сжатию интенсивностью q . Это давление увеличивается до тех пор, пока образец не будет разрушен. При этом кран V может быть либо закрыт, либо открыт. Если он закрыт, касательные напряжения увеличиваются при постоянной влажности грунта. Результаты испытания при закрытом кране эквивалентны консолидированно-быстрому сдвигу в срезном приборе, но они гораздо более достоверны, так как постановка

опыта исключает какое-либо изменение влажности при увеличении напряжения сдвига от нуля до разрушающего. Поэтому данные, полученные при таких испытаниях, рассматриваются как соответствующие консолидированно-быстрому сдвигу независимо от скорости роста осевой нагрузки.

Если кран V остается открытым, а осевое давление прикладывается очень медленно, так что содержание воды в образце все время соответствует изменению напряжений, то получаемые результаты рассматриваются как данные испытаний на медленный сдвиг.

При быстрых испытаниях кран V закрыт с самого начала и до конца. Соответственно, разрушение происходит при начальной влажности независимо от скорости нагружения.

В любом случае образец скальвается по наклонным площадкам. Однако нормальные и касательные напряжения по поверхности сдвига не могут быть измерены непосредственно. Показания прибора дают только значения полных главных напряжений в образце в момент сдвига. Большее главное напряжение p_1 равно всестороннему давлению p_c плюс добавочное вертикальное давление q , вызвавшее разрушение. Другие два главных напряжения $p_2 = p_3$ равны всестороннему давлению p_c . Напряжения по поверхности сдвига могут быть опре-

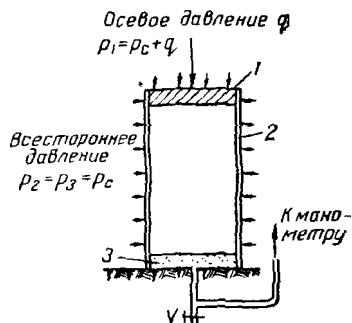


Рис. 35. Принципиальная схема прибора для испытания на трехосное сжатие

1 — металлический диск; 2 — водонепроницаемая оболочка; 3 — пористый камень

делены расчетом или, что более удобно, эквивалентным графическим построением, известным под названием диаграммы Мора.

Диаграмма Мора

На рис. 36, *a* показан разрез по образцу в одной из промежуточных стадий испытания на трехосное сжатие. Вертикальное напряжение $p_1 = p_c + q$ является большим главным напряжением

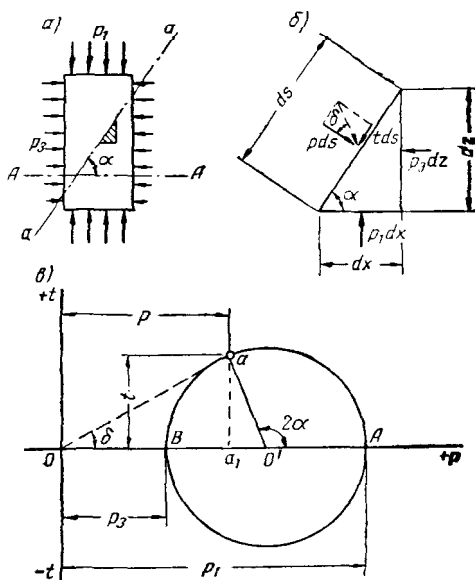


Рис. 36. Напряжения, действующие на образец грунта при трехосном испытании

жением, а горизонтальное сечение $A-A$, по которому оно действует, является одной из главных площадок. Направление произвольного наклонного сечения $a-a$ определяется углом α между ним и главной площадкой. Нормальное напряжение в сечении $a-a$ обозначено через p , а сдвигающее напряжение — через t .

Заштрихованная площадь на рис. 36, *a* представляет собой сечение призматического элемента, ограниченного плоскостями, параллельными главной площадкам, и наклонной плоскостью $a-a$. Увеличенное изображение этого элемента приведено на рис. 36, *б*. Условие равновесия этого элемента требует, чтобы

$$p_3 ds \sin \alpha - p ds \sin \alpha + t ds \cos \alpha = 0$$

и

$$p_1 ds \cos \alpha - p ds \cos \alpha - t ds \sin \alpha = 0,$$

откуда

$$p = \frac{1}{2} (p_1 + p_3) + \frac{1}{2} (p_1 - p_3) \cos 2\alpha \quad (16.1)$$

и

$$t = \frac{1}{2} (p_1 - p_3) \sin 2\alpha. \quad (16.2)$$

Касательные напряжения t , даваемые уравнением (16.2), считаются положительными, если равнодействующая напряжений по наклонной площадке отклоняется от нормали к ней по часовой стрелке. Когда касательные напряжения положительны, то и угол наклона δ равнодействующего напряжения также считается положительным. Следовательно, если α меньше 90° , то δ положительно.

Графическое решение уравнений (16.1) и (16.2) показано на рис. 36, в. В прямоугольной координатной системе горизонтальные расстояния от начала координат изображают нормальные напряжения в данном плоском сечении, а вертикальные расстояния — касательные напряжения. Так как касательные напряжения по главной площадке равны нулю, точки горизонтальной оси соответствуют главным нормальным напряжениям. Главное напряжение p_1 представлено расстоянием OA по горизонтальной оси, а главное напряжение p_3 — расстоянием OB . На отрезке BA , как на диаметре, построен круг с центром в O' . Если радиус $O'a$ проведен так, что угол $AO'a$ равен 2α , то горизонтальная и вертикальная координаты точки a равны соответственно нормальному напряжению p и касательному напряжению t в уравнениях (16.1) и (16.2). Это следует из того, что расстояние OO' на рис. 36, в равно $\frac{1}{2} (p_1 + p_3)$ и что радиус круга равен $\frac{1}{2} (p_1 - p_3)$.

Круг, являющийся геометрическим местом точек, определяемых уравнениями (16.1) и (16.2), называется кругом напряжений Мора.

Уравнения (16.1) и (16.2) и графическое построение, показанное на рис. 36, строго справедливы для любого сечения в любом материале. Однако для того чтобы использовать их при определении положения площадки сдвига и напряжений по этой площадке, необходимо принять некоторые допущения о соотношении между нормальными напряжениями и сопротивлением сдвигу по площадкам скола. Соответственно, приведенные ниже результаты действительны только в том случае, если механические свойства материала удовлетворяют принятым допущениям.

Принимается, что сопротивление сдвигу s грунта при испытании на трехосное сжатие определяется уравнением

$$s = c + p \operatorname{tg} \varphi, \quad (16.3)$$

где p — нормальное напряжение по поверхности сдвига;
 c — постоянная, называемая сцеплением;
 φ — угол внутреннего трения.

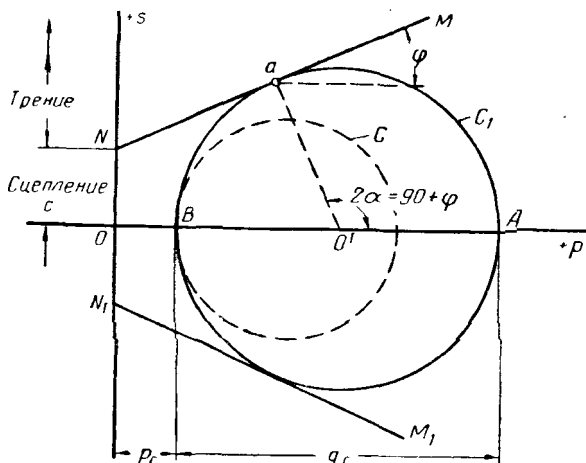


Рис. 37. Диаграмма разрушения

Уравнение (16.3) известно как уравнение Кулона. Далее допускается, что значения c и φ совершенно не зависят от напряженного состояния, предшествующего разрушению. Согласно § 15 это условие приближенно удовлетворяется в случае цементированного песка и гравия, влажного песка и, в меньшей степени, глины с высоким содержанием воздуха или газа. С другой стороны, оно совершенно не удовлетворяется для полностью водонасыщенных глинистых грунтов. Следовательно, ошибки, возникающие при интерпретации по уравнению (16.3) результатов испытаний на трехосное сжатие для различных грунтов весьма неодинаковы. В дальнейшем предполагается, что условия, при которых уравнение (16.3) справедливо, строго удовлетворяются. Природа и величина ошибки при таком допущении рассматриваются в конце параграфа.

На рис. 37 уравнение (16.3) представлено прямой линией NM , называемой линией разрушения.

Если круг напряжений, например C , не касается линии NM , то это означает, что в образце нет сечений, для которых удовлетворялось бы условие (16.3). Если круг пересекает линию NM , он изображает неосуществимое напряженное

состояние, так как в каждой площадке, определяемой точками круга, расположенными выше NM , касательные напряжения больше, чем s по уравнению (16.3). Следовательно, ни один круг не может изображать напряженное состояние в момент разрушения, если он не касается линии NM . Любому кругу, который удовлетворяет этому условию, называется кругом разрушения, а диаграмма Мора, на которую нанесен круг разрушения, называется диаграммой разрушения Мора.

Геометрические соотношения, представленные на рис. 36, показывают, что угол $AO'a$ на рис. 37 равен двойному углу α между плоскостью сдвига и главной площадкой $A-A$ на рис. 36, а. Следовательно, в соответствии с рис. 37

$$\alpha = 45^\circ + \frac{\varphi}{2}. \quad (16.4)$$

Из рис. 37 мы получаем также геометрическое соотношение

$$p_c + q_c = p_c N_\varphi + 2c \sqrt{N_\varphi}, \quad (16.5)$$

в котором выражение

$$N_\varphi = \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) \quad (16.6)$$

называется показателем течения. Величина

$$q_c = p_c (N_\varphi - 1) + 2c \sqrt{N_\varphi} \quad (16.7)$$

называется прочностью при трехосном сжатии. Она является функцией бокового давления p_c . Для песка и нормально обжатой глины $c=0$ и

$$q_c = p_c (N_\varphi - 1). \quad (16.8)$$

Подставляя в это уравнение численные значения φ_s и φ_{cq} для нарушенных глин (стр. 115), мы получаем для прочности на трехосное сжатие значения, приведенные в табл. 8. Если на боковые стороны образца не действует горизонтальное давление, то нагрузка, необходимая для его разрушения, равна прочности на одноосное сжатие q_u (§ 8). Очевидно, что испытание на одноосное сжатие осуществимо только в случае связных грунтов. По уравнению (16.5) прочность на одноосное сжатие равна

$$q_u = 2c \sqrt{N_\varphi}.$$

Для некоторых грунтов, как например, для очень плотного песка или песчанистой глины, линия разрушения (рис. 37) незначительно искривлена книзу. Можно теоретически показать, что кривизна линии разрушения не оказывает влияния

Таблица 8

Прочность на трехосное сжатие глин с нарушенной структурой

Метод испытания	Обычные пределы значений q_c	Наименьшие встречающиеся значения q_c
Сдвиг:		
медленный	$1,77p_c$ — $2p_c$	$1,05p_c$
консолидированно-быстрый . . .	$0,64p_c$ — $1,05p_c$	$0,48p_c$

Примечание. p_c обозначает боковое давление.

на основной принцип графического построения. Образец разрушается, как только круг напряжений коснется линии разрушения. Координаты точки касания изображают два компонента напряжений по поверхности сдвига в данном испытанном образце. Нормальное напряжение по плоскости сдвига равно абсциссе точки касания, а угол наклона касательной к огибающей в этой точке, изображает соответствующий угол внутреннего трения. Подставляя это значение в уравнение (16.4), можно найти угол α наклона плоскости сдвига.

Чтобы получить линию разрушения для данного грунта, испытанию на трехосное сжатие подвергают несколько образцов при различных боковых давлениях. Каждый образец позволяет построить один круг напряжений. Линия разрушения получается построением огибающей всех этих кругов. Какова бы ни была форма линии разрушения, применение трехосных испытаний для исследования соотношения между нормальными напряжениями и сопротивлением сдвигу грунта основано на указанных выше допущениях. Так как степень приближенности в той или иной мере зависит от механических свойств естественных грунтов, данные, получаемые с помощью диаграммы Мора, могут существенно отклоняться от действительности. Критический анализ ошибок, связанных с этим методом, приводит к следующим выводам. Если круги изображают результаты испытаний сухого песка или пыли либо медленных испытаний водонасыщенных образцов этих грунтов, огибающая дает почти точное соотношение между нормальным давлением и сопротивлением сдвигу. С другой стороны, если они изображают результаты консолидированно-быстрых испытаний любых грунтов или медленных испытаний водонасыщенной глины, сопротивление сдвигу при любом нормальном давлении будет несколько меньшим, чем соответствующие ординаты огибающих. Если такое расхождение существует, плоскость, определяемая точкой контакта любого круга с образующей, не соответствует даже приближенно поверхности, вдоль которой образец действительно разрушается во время испытания, представленного данным кругом.

Задачи

1. Образец плотного сухого песка подвержен трехосному сжатию. Угол внутреннего трения принимается около 37° . Если меньшее главное напряжение равно 2 кг/см^2 , при каком значении большего главного напряжения образец разрушается?

Ответ. 8 кг/см^2 .

2. Решите задачу 1 в предположении, что песок обладает слабым сцеплением, равным $0,1 \text{ кг/см}^2$.

Ответ. $8,4 \text{ кг/см}^2$.

3. Сопротивление сдвигу грунта определяется уравнением $s = c + p \operatorname{tg} \varphi$. Грунт подвергнут двум трехосным испытаниям. В первом опыте всестороннее давление равнялось 2 кг/см^2 и разрушение произошло при добавочном вертикальном давлении 6 кг/см^2 . Во втором опыте всестороннее давление равнялось $3,5 \text{ кг/см}^2$, а разрушение произошло при добавочном напряжении $10,5 \text{ кг/см}^2$. Чему равны значения c и φ , соответствующие этим данным испытания?

Ответ. $c = 0$; $\varphi = 37^\circ$.

§ 17. СДВИГОВЫЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ ПЛЫВУНА И МЯГКОЙ ГЛИНЫ

В обыденной речи термин «плавун» обозначает естественные массы водонасыщенных песков, в которые может погружаться человек или какой-либо предмет. Недостаточная несущая способность может объясняться фильтрационным давлением воды, движущейся сквозь песок снизу вверх. С другой стороны, она может объясняться неустойчивостью, свойственной структуре данного песка даже при отсутствии фильтрационного давления.

Условия плавунности, создаваемые фильтрационным давлением, часто встречаются в дне выемок в песках ниже уровня грунтовой воды. Механические причины этого явления объяснены в § 12, а способ предупреждения их влияния рассмотрен в § 47. Однако чтобы избежать неправильного понимания термина «плавун», мы применяем его только к тем существенно неустойчивым пескам, которые могут проявлять плавунные свойства даже при отсутствии фильтрационного давления. Внезапное понижение сопротивления сдвигу плавунa от его нормального значения до почти нуля при отсутствии фильтрационного давления называется спонтанным разжижением¹. Оно вызывается разрушением структуры песка, связанным с внезапным, но временным возрастанием порового давления. Разжижение сопровождается временным превращением песка в очень концентрированную суспензию. Как только течение прекращается, песок опять переходит в состояние осадка. Структура этого вновь образованного осадка может и не быть плотнее первоначальной структуры. Когда песок временно находится в разжиженном

¹ Термин «спонтанное разжижение» означает буквально «самопроизвольное разжижение». В русской литературе по механике грунтов принят термин «внезапное разжижение». (Прим. ред.)

состоянии, его несущая способность близка к нулю. Это можно показать, наполняя сосуд очень рыхлым водонасыщенным песком и помещая груз на поверхности последнего. Если теперь быстро втыкать в песок стержень, груз тонет, как если бы песок был жидкостью. Легкий удар по стенке сосуда вызывает тот же эффект.

Многие инженеры полагают, что любой песок с пористостью большей критической (§ 15) может превращаться в жидкость при достаточном интенсивном воздействии. Однако нет определенных доказательств в пользу этого мнения и, по-видимому, нет никаких причин для существования подобной связи. Если значение коэффициента пористости песка больше критического, консолидированно-быстрое сопротивление песка сдвигу несколько ниже, чем медленное, но никогда не наблюдалось, чтобы оно становилось равным нулю. Разница между двумя значениями объясняется слабой контракцией песка перед сдвигом, тогда как внезапное разжижение связано с полным нарушением структуры песка. Поэтому предпосылки этих двух явлений должны быть совершенно различны. Если масса рыхлого песка находится под небольшим давлением, его коэффициент пористости будет, по-видимому, меньше критического значения (рис. 32,а). Несмотря на это, возможно, что он будет разжижен при сильном ударе. С другой стороны, очень сомнительно, чтобы песок со средней плотностью, на который действует большая нагрузка от вышележащих слоев, мог бы временно перейти в состояние суспензии независимо от того, будет его плотность выше или ниже критической.

Случаи, когда любой водонасыщенный песок мог бы течь при относительной плотности большей, чем 0,4 или 0,5, независимо от величины его критической пористости, неизвестны.

Опыт показывает, что интенсивность воздействия, необходимого для разжижения рыхлого песка, у различных песков неодинакова. Наиболее неустойчивые пески, из встречавшихся до сих пор, состоят исключительно из округлых зерен. Эффективный диаметр их меньше 0,1 мм, а коэффициент однородности менее 5. Пористость песка в естественных условиях равна по меньшей мере 44% и может быть даже значительно больше, чем пористость того же песка при быстром осаждении в лабораторных условиях. Мелкие пески и крупная пыль с такого рода пористостью, по-видимому, являются аналогом сверхчувствительной глины с аномальной характеристикой $e - \lg p$, показанной на рис. 22,б. Эти грунты относятся к наиболее ненадежным материалам, которые встречаются в естественных условиях, и только они действительно заслуживают наименования плывунов. В отличие от рыхлых песков, они могут переходить в разжиженное состояние, не будучи подверженными внезапному и резкому удару.

Наблюдения показали, что весьма неустойчивые пески обладают также исключительно высоким коэффициентом пористости после седиментации в лабораторных условиях. Однако при удалении самых мелких либо самых крупных составляющих способность таких песков образовывать ненормально пористые агрегаты может исчезнуть. Отсюда следует,

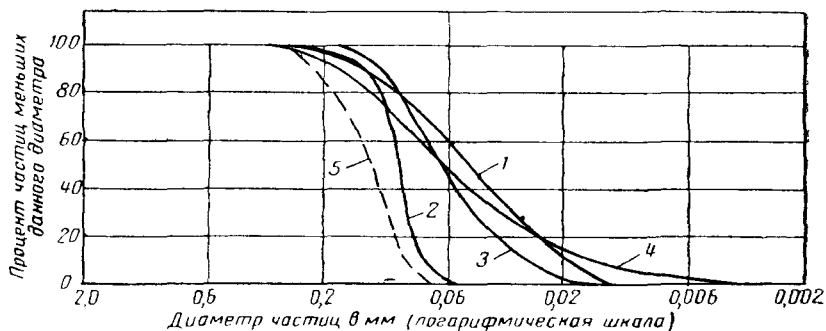


Рис. 38. Кривые гранулометрического состава чрезвычайно неустойчивых и устойчивых песков

1 — река Ипр, Бельгия; 2 — Эпиней, Бельгия; 3 — тоннель Квин-Мидтаун; 4 — Провиденс, Род-Айленд; 5 — Брюссель (Бельгия)

что степень чувствительности структуры мелкого песка зависит не только от способа отложения песка, но также в большей степени от сравнительно незначительных деталей его гранулометрической характеристики. Действительно, разница между гранулометрическими характеристиками чрезвычайно неустойчивых и нормальных песков поразительно ничтожна, как показано на рис. 38. На этом рисунке сплошные кривые изображают гранулометрический состав чрезвычайно неустойчивых песков, а пунктирная линия — состав обычного песка.

Внезапное разжижение массы очень рыхлого водонасыщенного песка показывает, что консолидированно-быстрое значение $\varphi_{сб}$ угла внутреннего трения песка становится равным нулю. Однако, если образец из того же песка приготовлен в самом рыхлом состоянии, которое только может быть получено в лаборатории, трехосное сжатие этих образцов всегда дает консолидированно-быстрое значение угла внутреннего трения, равное по меньшей мере 20° . Этот факт показывает, что в природе возможны условия разрушения песка, которые не могут быть воспроизведены в лаборатории. Возможно, что отсутствие заметного влияния бытового давления на сопротивление сдвигу мягких глин в поле ($\varphi_{сб} = 0$, стр. 118) может относиться к той же самой категории явлений и объясняться подобными же причинами. Действительно, минера-

логический состав и гранулометрические характеристики глинистых грунтов, а также процессы седиментации, при которых образуются пласты мягкой глины, почти неизбежно приводят к тому, что самые крупные составляющие таких грунтов должны располагаться в виде каркаса, напоминающего структуру очень рыхлого песка.

В § 3 было показано, что большинство глин представляет собой смесь из частиц, имеющих более или менее одинаковые размеры по всем направлениям и образующих самую крупную фракцию, и из плоских или, в виде исключения, иглообразных частиц, образующих остальные фракции. Если смесь таких зерен откладывается в процессе седиментации, самый верхний слой осадка состоит из ячеистых, исключительно сильно сжимаемых агрегатов глинистых частиц. Более крупные частицы в этом слое распределены беспорядочно. Если такой осадок затем сжать, крупные зерна приходят в контакт друг с другом подобно частицам песка в процессе седиментации. Их расположение неизбежно будет очень неустойчивым, так как глина, которая заполняет промежутки, препятствует скольжению и перекачиванию зерен. После того как они начнут соприкасаться, они образуют более или менее самостоятельный каркас, погруженный в глинистую массу. До тех пор пока поперечные деформации осадка ограничены, этот каркас в состоянии нести все или по крайней мере большую часть бытового давления, подобно очень рыхлому песку или даже естественному плавуну. Однако легкое нарушение в виде, например, незначительной деформации, нарушает равновесие зерен, образующих каркас. В это мгновение все напряжения, ранее воспринимавшиеся каркасом, передаются на глинистый заполнитель. Спротивление сдвигу этого заполнителя не зависит от бытового давления и определяется исключительно тиксотропным упрочнением (§ 4). В результате глина в естественных условиях может вести себя так, как будто угол ее внутреннего трения φ_{eq} равен нулю.

Если образец мягкой глины отобран из буровой скважины и доставлен в лабораторию, структура грунтового каркаса в известной мере нарушена и расположение элементов каркаса изменяется. Повторное приложение нагрузки, равной ранее действовавшему бытовому давлению, вызывает полное и окончательное разрушение первоначального каркаса и связано с дополнительным уплотнением глинистой массы, что снова создает контакт между крупными зернами. Это позволяет появиться трению между крупными зернами. Поэтому, в отличие от сопротивления глины в поле, сопротивление этой глины в лаборатории растет с ростом давления, подобно грунтам со значением φ_{eq} от 12 до 20°. Таким образом, сопротивление сдвигу мягких глин в естественных условиях не обязательно равно величинам, полученным с помощью испы-

таний на срез или на трехосное сжатие. Строительная практика подтверждает это. Поэтому результаты консолидированно-быстрых испытаний любого вида не могут считаться надежным основанием для определения степени устойчивости больших масс глины в поле, пока правильность методики испытаний не будет подтверждена для самых различных глин надежными полевыми наблюдениями. До этого не может быть сделано никаких окончательных выводов.

Структура, показанная на рис. 39, может быть названа плавунной структурой глины, так как она основана на предположении, что крупные частицы располагаются аналогично частицам песка в естественном плавуне. Другими словами, предполагается, что глина состоит из двух частей с совершенно различными функциями и свойствами. Одна часть, образованная более крупными зернами, воспринимает нагрузку и передает ее от частицы к частице таким же образом, как это происходит в очень рыхлом песке. Вторая часть состоит исключительно из глинистой фракции. Она заполняет промежутки в несущем нагрузку каркасе. Она воспринимает очень небольшую часть нагрузки, но приобретает значительную прочность и жесткость в результате тиксотропного упрочнения. Если скелет

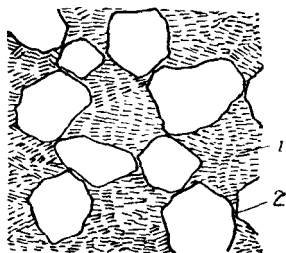


Рис. 39. Схема плавунной структуры глины. Крупные частицы касаются друг друга, не будучи сцементированными, аналогично зернам рыхлого песка

1 — глинистое заполнение определяет прочность на сдвиг;
2 — между зернами связь отсутствует

обладает с самого начала достаточной устойчивостью, то как влажность, так и прочность на одноосное сжатие этой глины будут практически независимыми от глубины. Действительно, мягкие глинистые пласты с подобными свойствами не являются необычными. Некоторые из них обладают аномальными характеристиками лабораторного уплотнения (рис. 22,б), в частности, повышенной сжимаемостью под первыми ступенями нагрузки сверх бытового давления. В соответствии со схемой плавунности, большая начальная сжимаемость объясняется высокой степенью неустойчивости несущего каркаса. Противоположной крайностью является глина, которая вообще не содержит округлых жестких зерен. Сжимаемость такой глины была бы равна сжимаемости глинистого заполнителя, которая очень велика. Поэтому влажность такой глины уменьшалась бы быстро с увеличением глубины, а прочность на одноосное сжатие возрастала бы. В промежуточных типах глин часть бытового

давления воспринимается скелетом, а остальная часть глинистым заполнителем. Вследствие бесконечного разнообразия естественных процессов, ведущих к образованию глинистых отложений, могут встречаться любые виды грунтов, промежуточных между глиной с плавунной структурой и бесструктурными глинами. Этим может объясняться тот факт, что прочность некоторых нормально обжатых глинистых отложений заметно возрастает с глубиной, тогда как у других это совершенно не наблюдается. Все сказанное выше относится только к осадочным глинам.

Глины, образовавшиеся *in situ* в результате химического выветривания скалы или растворения известняка, не могут получить структуру, показанную на рис. 39. Поэтому возможно, хотя это и не обязательно, что сопротивление сдвигу такой глины подчиняется законам, совершенно отличным от тех, которым следуют нормально обжатые осадочные глины.

ЛИТЕРАТУРА

17.1. K. Langer, *Caracteristiques des sables bouillants*, „Compt. rendu 1938“ Laboratoire du batiment et des travaux publics, Paris, стр. 28–32

Результаты исследований заведомо плавунных песков.

17.2. K. Terzaghi, *Shear characteristics of quicksand and soft clay*, Proc. VII Texas Conf. Soil mech. found. eng., University of Texas, Jan. 1947.

§ 18. НАПРЯЖЕНИЯ И ДЕФОРМАЦИИ В ГРУНТАХ

Практические соображения

Соотношения между напряжениями и деформациями в грунтах определяют осадки опирающихся на грунт фундаментов. Они определяют также изменение давления земли при малых смещениях подпорных стен или других поддерживающих конструкций.

Если осадка фундамента вызвана исключительно уплотнением пласта мягкого грунта, расположенного между слоями относительно несжимаемого материала, она может быть рассчитана, как указано в § 13. Однако этот метод может быть применен только при условии, что горизонтальные деформации сжимаемых слоев ничтожны по сравнению с вертикальными. Если основание не содержит каких-либо прослоек, препятствующих горизонтальным деформациям, местная нагрузка вызывает перемещение грунта во всех направлениях. Соотношения между напряжениями и деформациями, определяющие это перемещение, настолько сложны, что невозможно рассчитать осадки, как это удастся сделать в том случае, когда здание расположено на ограниченных пластах мягкой глины. Соответственно, определение осадки может

быть сделано только на основе результатов наблюдений за осадками других сооружений, опирающихся на подобные же грунты. Однако мало шансов на то, что проектируемый фундамент будет иметь такие же размеры, как существующий. Поэтому даже прогноз, основанный на имеющемся опыте, требует, чтобы было известно влияние на осадку размеров загруженной площади, глубины заложения фундаментов и других факторов. Это влияние определяется исключительно общими соотношениями между напряжениями и деформациями в грунтах. Эти соотношения можно легче уяснить, сравнивая их с такими же соотношениями совершенно упругих тел. После того как мы проведем это сравнение для грунтов в условиях лабораторного испытания, будет рассмотрено соотношение между напряжениями и деформациями и для грунтов в условиях естественного залегания.

Напряжения и деформации в идеально упругих твердых телах

Пусть

p — нормальное напряжение по данному направлению;

ϵ — деформация по направлению p ;

ϵ_t — деформация под прямым углом к предыдущему направлению.

Если материал совершенно упруг, то отношение

$$E = \frac{p}{\epsilon} \text{ кг/см}^2, \quad (18.1)$$

называемое модулем упругости, является постоянным, не зависящим от напряженного состояния материала. Это означает, что соотношение между напряжениями и деформациями в упругом материале является линейным. Кроме того, отношение

$$\mu = \frac{\epsilon_t}{\epsilon}, \quad (18.2)$$

называемое коэффициентом Пуассона, также является постоянным, не зависящим от напряженного состояния материала. Поэтому деформации в упругом материале полностью определяются величинами E и μ .

Если p_1 , p_2 и p_3 являются тремя главными напряжениями, относительное изменение объема, вызываемое этими напряжениями в упругом материале, равно:

$$\frac{\Delta V}{V} = \frac{1-2\mu}{E} (p_1 + p_2 + p_3). \quad (18.3)$$

При $\mu = 0,5$ объемная деформация равна нулю, и материал в этом случае называется несжимаемым.

Сталь является единственным обычным строительным материалом, деформативные характеристики которого почти строго подчиняются приведенным выше уравнениям. Коэффициент Пуассона для стали равен примерно 0,3. Следовательно, увеличение нормальных напряжений в стали вызывает незначительное уменьшение объема.

Деформативные характеристики образца глины при одноосном сжатии

На рис. 40 абсциссы представляют собой вертикальное давление на образец, а ординаты — соответствующие вертикальные деформации. Кривая Oc показывает, каким образом деформации возрастают при увеличении давления с постоянной скоростью. Если нагрузка при некотором ее значении поддерживается постоянной, образец продолжает укорачиваться, как показано вертикальным отрезком ab . Скорость укорачивания уменьшается со временем, наконец становится равной нулю, если только касательные напряжения по потенциальной поверхности сдвига меньше, чем напряжения, требуемые для развития ползучести или кріпа (§ 15). Если в любой момент испытания приостановить

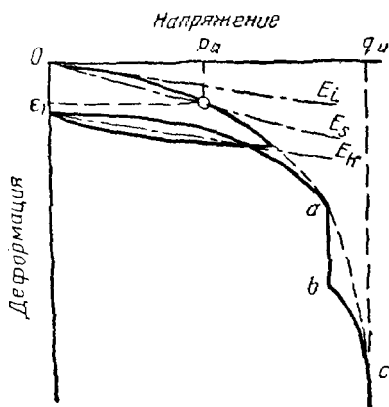


Рис. 40. Диаграмма напряжение—деформация для грунта

дальнейший рост деформации, напряжения в образце уменьшаются с убывающей скоростью и, наконец, становятся постоянными. На диаграмме этот процесс изображался бы короткими горизонтальными линиями (на рис. 40 не показано). В любом случае возобновление загрузки с первоначальной скоростью дает кривую, которая переходит в главную ветвь Oc без всякого перелома.

Если нагрузку удаляется с такой же скоростью, с какой ранее прикладывалась, упругое восстановление меньше, чем предшествующее сжатию. Если нагрузка снова приложена, кривая повторного сжатия переходит в главную ветвь без перелома, и кривые разгрузки и нагрузки образуют петлю гистерезиса. Как только давление становится равным прочности материала на одноосное сжатие, наступает разрушение образца в виде скола или расплющивания. В течение всего опыта объем образца остается постоянным, следовательно,

коэффициент Пуассона ν (18,2) остается все время равным 0,5.

Так как для большинства грунтов зависимость «напряжение — деформация» (кривая $O\sigma$ на рис. 40) является криволинейной на всем протяжении, отношение напряжений к деформациям для грунтов, в отличие от упругих материалов, не может быть выражено одним численным значением E [уравнение (18.1)]. Чтобы сравнить деформативные свойства различных грунтов или одного и того же грунта при различных условиях, следует пользоваться одной из следующих трех величин: начальный касательный модуль E_i , секущий модуль E_s , модуль гистерезиса E_h . Эти величины равны наклонам соответствующих пунктирных линий на рис. 40.

Секущий модуль E_s представляет собой средний наклон кривой «напряжение — деформация» для интервала напряжений от нуля до некоторого произвольного значения p_a , обычно принимаемого равным $q_u/3$.

Если ненарушенные образцы глины сначала испытать, а затем перемять при неизменной влажности и снова испытать, то окажется, что значения q_u , E_i , E_s и E_h гораздо меньше для нарушенного, чем для ненарушенного материала, но общий характер зависимости остается таким же (рис. 41). Характер уменьшения прочности и жесткости зависит от степени чувствительности глины (§ 8). Если нарушенные образцы сохраняют при постоянной влажности, их прочность и жесткость возрастают с постепенно убывающей скоростью. Однако сомнительно, смогут ли они когда-либо достигнуть значений, соответствующих ненарушенным образцам.

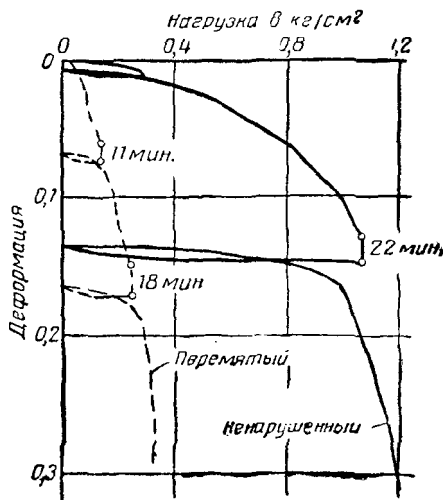


Рис. 41. Влияние нарушения структуры на зависимость напряжение — деформация для глины

Деформативные характеристики образцов грунта при трехосном напряженном состоянии

На любой глубине ниже поверхности грунта вертикальное давление, создаваемое бытовой нагрузкой, сопряжено с не-

которым боковым давлением. Обе эти системы давлений создают состояние начального обжатия. Интенсивность бокового давления обычно меньше, чем вертикального. Однако для целей общего анализа деформативных свойств грунта при трехосном сжатии будет достаточно точным допустить, что интенсивность p_c начального давления одинакова по всем направлениям. Приложение нагрузки к части поверхности грунта увеличивает всестороннее давление в грунте под загруженным участком. Оно вызывает также добавочное линейное давление q , которое действует под некоторым углом

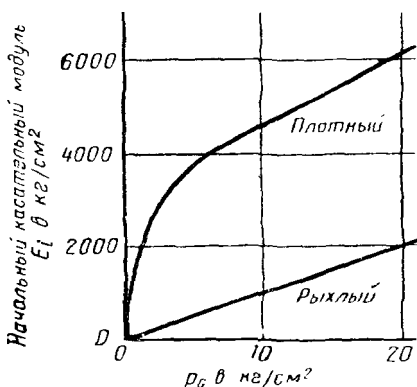


Рис. 42. Зависимость между начальным касательным модулем и всесторонним давлением для песка

те же характеристики, что и на графике рис. 40. Если песок рыхлый, его объем в конце испытания немного меньше, чем начальный. Но если песок плотный, увеличение q сопровождается расширением объема. Этим фактом объясняется необычная сопротивляемость плотного песка забивке свай. В очень рыхлый песок цилиндрическая свая может быть забита без затруднений на любую глубину.

Разрушающее напряжение q_c возрастает согласно уравнению (16.8) приблизительно прямо пропорционально всестороннему давлению p_c . Для значений p_c вплоть до 5 кг/см^2 оно находится в пределах от примерно $1,8p_c$ для рыхлого песка с округлыми зернами и до $5,1p_c$ для очень плотного хорошо подобранный песка с угловатыми зернами. Значения E_t , E_s и E_h растут с увеличением p_c (рис. 42). Так как значение p_c возрастает с увеличением глубины от дневной поверхности, деформативные свойства песчаных отложений совершенно не похожи на свойства однородного упругого тела.

В очень мелкозернистом или пылеватом водонасыщенном песке влажность при быстром изменении напряжений оста-

к вертикальному направлению. Чтобы получить представление о влиянии всестороннего давления на деформацию, создаваемую некоторым линейным избыточным давлением, цилиндрический образец грунта должен быть испытан на трехосное сжатие, при котором всестороннее давление p_c поддерживается постоянным, тогда как избыточное давление q прикладывается в вертикальном направлении.

Если опыт проводится с образцом песка, то зависимость между q и вертикальными деформациями имеет

ся практически неизменной, так как проницаемость таких грунтов относительно низка. Механические последствия этого факта зависят в первую очередь от относительной пористости песка. Если коэффициент пористости больше критического значения, соответствующего эффективному бытовому давлению (§ 15), значения q_c , E_i , E_s и E_h меньше тех, которые отвечали бы такому же изменению напряжений с очень малой скоростью. В противоположном случае значения будут большими. По этой причине сопротивление забивке грунтоноса (§ 44) или свай в очень мелкий плотный песок гораздо больше, когда песок насыщен водой, чем когда он сухой или влажный.

Деформативные характеристики нормально обжатых глин при трехосном сжатии очень похожи на характеристики мелкозернистого водонасыщенного рыхлого песка. Однако при данном всестороннем давлении значения q_c , E_i , E_s и E_h для глин гораздо меньше, чем соответствующие значения для песка. Если к всестороннему давлению в глине добавляется напряжение по какому-либо направлению, соотношение между этим напряжением и соответствующими деформациями очень напоминает показанное на рис. 40. Начальный касательный модуль возрастает, как и при рыхлом песке, прямо пропорционально всестороннему давлению (рис. 42), т. е.

$$E_i = C p_c. \quad (18.4)$$

Значение C зависит от вида глины и от условий дренирования. Если глина сначала полностью консолидирована под давлением p_c , а затем добавлено напряжение по какому-либо направлению, то при неизменной влажности грунта значение C изменяется примерно от 10 для высококоллаидальной глины до 100 для илистой или слабопесчанистой глины. При медленных испытаниях были получены гораздо меньшие значения.

Деформативные характеристики грунтов в условиях естественного залегания

Соотношения, иллюстрируемые рис. 40, характерны для всех грунтов в любых состояниях. Следовательно, они определяют общую природу деформаций любой массы грунта в результате приложения или удаления нагрузки либо устройства выемки. Всякий раз, когда инженеру представляется случай наблюдать деформацию грунта или перемещение, вызванное изменением нагрузки на фундамент или сваю, он обнаружит основные соотношения, показанные на рис. 40. Они не имеют ни малейшего сходства с соответствующими соотношениями для совершенно упругих материалов. Этот факт сам по себе достаточен, чтобы уберечь от необоснован-

ного доверия к заключениям, опирающимся на основные допущения теории упругости.

Опыт показывает, что деформативные характеристики песка в условиях естественного залегания несущественно отличаются от таковых для того же материала в лабораторных условиях. Однако для глин величина модулей E_i , E_s и E_h в поле гораздо больше, чем можно было бы ожидать по результатам лабораторных испытаний ненарушенных образцов. Даже так называемые мягкие глины в условиях естественного залегания, по-видимому, имеют деформативные характеристики довольно жестких твердых тел, за исключением тех частей массива, где структура глины была серьезно нарушена коренным изменением напряжений вследствие загрузки или разработки выемки. Однако это различие не изменяет общего характера зависимости между изменением напряжений при строительных операциях и соответствующими линейными и объемными деформациями грунта.

Приложение нагрузки к части поверхности глинистого пласта увеличивает всестороннее давление p_c в глине ниже загруженной площади. Однако вследствие низкой проницаемости глин увеличение эффективной части добавочного всестороннего давления и соответствующая консолидация происходят очень медленно. Так как увеличение нейтральной доли всестороннего давления не изменяет ни прочности, ни деформативных характеристик грунта, эти свойства не меняются в процессе приложения нагрузки. С течением времени, по мере консолидации глины, нейтральные напряжения уменьшаются и свойства глин испытывают соответственные изменения.

Разработка выемки или тоннеля уменьшает давление в прилегающей глине, что вызывает ее набухание. Опыт показывает, что это набухание в течение нескольких дней после уменьшения давления обычно не начинается и что оно протекает с небольшой скоростью. Так как наклон правой части кривой декомпрессии любого грунта очень незначителен (например, кривая bc на рис. 21), набухание нормально обжатой глины, по-видимому, очень невелико, за исключением тех частей массива, где всестороннее давление уменьшается до 30% от первоначального значения и ниже.

§ 19. ВЛИЯНИЕ ВИБРАЦИИ НА ГРУНТЫ

Повседневный опыт показывает, что вибрация, вызванная забивкой свай, уличным движением или работой машин, увеличивает плотность песка и вызывает осадку его поверхности. Эта осадка может повлечь за собой повреждение зданий. С другой стороны, колебания являются одним из наиболее экономичных средств уплотнения насыпных песков или есте-

ственных слоев рыхлого песка перед возведением фундаментов (§ 50). Следовательно, независимо от того, является ли действие вибрации на грунт полезным или вредным, оно заслуживает внимания.

Чтобы исследовать факторы, влияющие на уплотняющий эффект вибрации, применяют прибор, схематически показанный на рис. 43, а. Он состоит из опорной плиты площадью от 0,2 до 1 м² и двух одинаковых эксцентриков, вращающихся в противоположных направлениях. Общий вес вибратора около 24 т. Давление на грунт, развиваемое опорной плитой прибора, состоит из статического давления, равного весу оборудования, плюс пульсирующая сила с максимальной интенсивностью, равной центробежной силе, развиваемой двумя эксцентриками. Количество направленных вниз импульсов называется частотой и выражается числом оборотов в секунду. Наибольшее вертикальное расстояние, на которое смещается плита от положения равновесия, называется амплитудой колебаний плиты. При определенной частоте амплитуда достигает максимума (рис. 43, б). Эта частота приблизительно равна собственной частоте f_0 вибратора и колеблющейся части примыкающего грунта.

Термин собственная частота означает частоту колебаний, развиваемую телом с четко очерченными границами, после того как оно было подвергнуто действию единичного импульса. Если импульсы периодические, амплитуда возникающих вынужденных колебаний возрастает по мере приближения частоты f_1 импульсов к собственной частоте тела f_0 . Когда обе частоты совпадают, амплитуда становится максимальной. Это состояние называется резонансом. На рис. 43, б он показан в виде резкого пика на графике.

В табл. 9 приведены значения собственной частоты вибратора, показанного на рис. 43, а, при колебаниях на различных

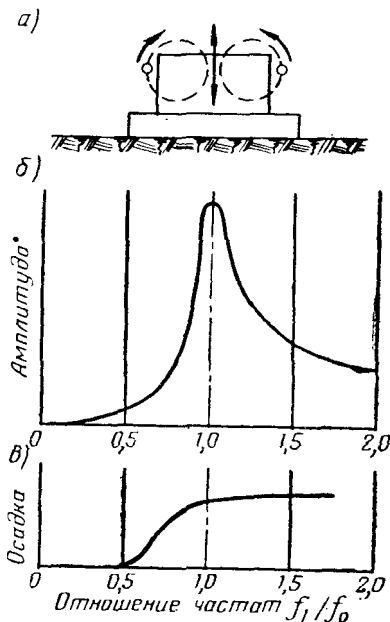


Рис. 43

а — схема вибратора для грунта; б — соотношение между частотой и амплитудой колебаний; в — соотношение между частотой колебаний и осадкой основания вибратора

грунтах и слабой скале. Эти значения получены постепенным увеличением частоты импульсов вплоть до наступления резонанса.

Таблица 9

Собственная частота вибратора на различных типах грунтов

Наименование грунта	Частота, об/сек
Насыпь рыхлая	19,1
Насыпь искусственная шлаковая, плотная	21,3
Песок средний, довольно плотный	24,1
Песок, разнотерный очень плотный	26,7
Гравий плотный размером от 6 до 19 мм	28,1
Известняк слабый	30
Песчаник	34

(Из H. Lorenz. *Neue Ergebnisse der dynamischen Baugrunduntersuchung*. 2. Ver. Deut. Ing., Vol. 78, 1934).

Собственная частота зависит не только от свойств грунта, но до известной степени также и от веса и размеров вибратора. Однако если один и тот же вибратор колеблется на различных грунтах, его собственная частота возрастает с увеличением плотности и уменьшением сжимаемости грунта. С учетом этого обстоятельства прибор, показанный на рис. 43, а, широко применялся для определения степени уплотнения искусственных насыпей и для сравнения эффективности различных методов уплотнения.

Если вибратор работает на песке, последний уплотняется под его опорной плитой. При постоянной частоте импульсов размеры зоны уплотнения возрастают с убывающей во времени скоростью. Окончательные размеры этой зоны зависят от интенсивности периодических импульсов, развиваемых вибратором, и от начальной плотности песка. За пределами этой зоны плотность песка остается практически неизменной.

Так как вибратор находится на поверхности уплотняемой зоны, то процесс уплотнения сопровождается осадкой вибратора. Если частота импульсов постепенно возрастает, осадка вибратора также растет, как показано на рис. 43, в. При приближении к собственной частоте колебаний осадка быстро возрастает и становится во много раз большей, чем осадка, вызванная статическими нагрузками той же величины, что и пульсирующие силы. Область частот, в пределах которой возрастание осадки является наибольшим, называется критической областью. По-видимому, она охватывает частоты, лежащие от $\frac{1}{2}$ до $1\frac{1}{2}$ собственной частоты.

Если частота колеблющегося двигателя, который опирается на песок, находится в пределах критической области для

этого песка, то результирующая осадка будет гораздо большей, чем та, которая была бы вызвана эквивалентными статическими силами. Частота колебаний, вызванная неизбежным, хотя и незначительным эксцентриситетом вращающихся частей паровых турбин, иногда попадает в критическую область для песка (§ 62). Поэтому фундаменты паровых турбин, опирающихся на рыхлый песок, интенсивно садятся, если его не уплотнить искусственно перед постройкой. Каково бы ни было основание, рекомендуется принимать специальные меры для уменьшения амплитуды вынужденных колебаний.

Влияние колебаний на глины гораздо менее заметно, чем на песок. Связи между частицами глины препятствуют относительному их сдвигу. Несмотря на это, даже мягкая глина в известной мере уплотняется, если она постоянно подвергается интенсивным колебаниям, имеющим частоту, близкую к собственной частоте глины.

ГЛАВА III

ДРЕНАЖ ГРУНТОВ

§ 20. ЗЕРКАЛО ВОДЫ, ВЛАЖНОСТЬ ГРУНТА И КАПИЛЛЯРНЫЕ ЯВЛЕНИЯ

Определения

Термины уровень воды, зеркало воды и депрессионная поверхность обозначают поверхности, до которых вода поднимается в наблюдательных скважинах, свободно сообщаящихся с порами грунта в естественном залегании. Зеркало воды можно также определить как поверхность, вдоль которой нейтральные напряжения u_w в грунте (§ 12) равны нулю. Если на воду, содержащуюся в грунте, не действуют никакие другие силы, кроме силы тяжести, грунт над зеркалом воды должен был бы быть совершенно сухим. В действительности, однако, грунт в естественных условиях полностью насыщен водой в некотором слое выше зеркала воды, а еще выше — насыщен частично. Влага, находящаяся в порах грунта выше зеркала воды, называется капиллярной влажностью грунта. Действительно, если нижняя часть массы сухого грунта приходит в контакт с водой, последняя поднимается по порам на некоторую высоту над зеркалом свободной воды. Движение вверх по порам объясняется поверхностным натяжением воды. Силы поверхностного натяжения действуют на границе между воздухом и водой. В пределах этой граничной зоны вода находится в состоянии натяжения, которое можно сравнить с состоянием натянутой резиновой мембраны, закрепленной на стенках пор грунта. Однако, в отличие от натяжения этой мембраны, поверхностное натяжение в граничной пленке воды совершенно не зависит ни от сжатия, ни от растяжения пленки. Взгляды по вопросу о молекулярном взаимодействии, создающем поверхностное натяжение, все еще противоречивы. Тем не менее существование растягивающих напряжений в поверхностной пленке было с несомненностью установлено более 100 лет тому назад и интенсивность этих напряжений определялась с тех пор самыми различными методами, дававшими одинаковые результаты.

Подъем воды в капиллярных трубках

Явление капиллярного подъема можно показать, погружая в воду нижний конец стеклянной трубки очень малого диаметра. Такая трубка называется капиллярной. Как только нижний конец трубки соприкоснется с водой, притяжение между стеклом и молекулами воды в сочетании с поверхностным натяжением воды будет поднимать воду вверх по трубке до высоты h_c над уровнем воды (рис. 44, а). Высота h_c называется высотой капиллярного поднятия. Верхняя поверхность воды имеет чашеобразную форму, называемую мениском, который касается стенок трубки под углом α , называемым углом смачивания. Значение α зависит от материала стенок и от характера их загрязнения. Для стеклянной трубки с химически чистыми или влажными стенками α равно 0° , и вода поднимается в таких трубках до максимальной высоты при данном диаметре трубки и поверхностном натяжении воды. Если стенки не являются химически чистыми, α , по-видимому, должно иметь значение, промежуточное между 0 и 90° , а соответствующая высота капиллярного поднятия будет меньше, чем h_c при $\alpha = 0^\circ$. Наконец, если стенки покрыты тонкой пленкой жира, α будет более 90° , а мениск расположится ниже поверхности свободной воды. Это явление объясняется взаимным отталкиванием молекул воды и жирной смазки.

Если T_s означает поверхностное натяжение в $г/см$, а γ_w — удельный вес воды, то из условия равновесия следует:

$$h_c \pi r^2 \gamma_w = 2 \pi r T_s \cos \alpha,$$

откуда

$$h_c = \frac{2 T_s}{r \gamma_w} \cos \alpha. \quad (20.1)$$

Величина T_s незначительно уменьшается с увеличением температуры. При комнатной температуре она равна около $0,075$ $г/см$, а γ_w равен 1 $г/см^3$. Поэтому

$$h_c = \frac{0,15}{r} \cos \alpha \text{ см.} \quad (20.2)$$

Гидростатическое давление воды u_w выше уровня свобод-

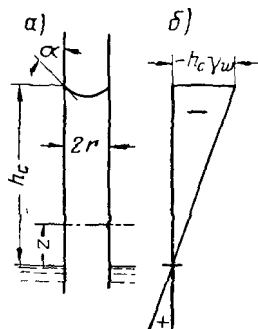


Рис. 44

а — поднятие воды в капиллярной трубке; б — напряженное состояние воды в капиллярной трубке

ной воды является отрицательным. На уровне z оно составляет

$$u_w = -z\gamma_w. \quad (20.3)$$

Капиллярное поднятие воды в грунтах

В отличие от капиллярных трубок, поры в грунте и в большинстве других пористых материалов имеют переменную ширину. Они сообщаются друг с другом в различных направлениях и образуют переплетающуюся сеть поровых ходов. Если в эту сеть пор вода поступает снизу, то самая нижняя часть

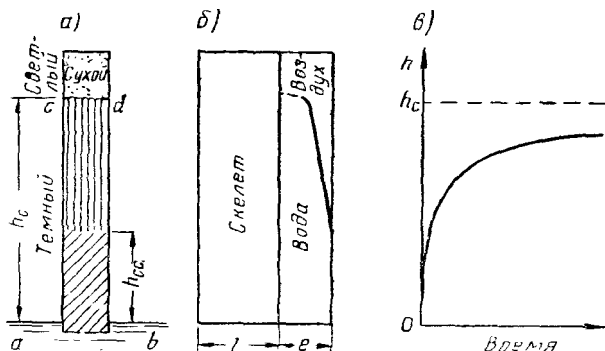


Рис. 45. Капиллярное поднятие воды в сухом песке

грунта становится полностью водонасыщенной. В верхней части, однако, вода заполнит только самые узкие поры, тогда как более широкие останутся заполненными воздухом. В лаборатории поднятие воды в порах сухого песка под действием поверхностного натяжения можно показать с помощью опыта, изображенного на рис. 45, а. Песок отсыпается в стеклянную трубку, снабженную сетчатым дном. Затем низ трубки располагается ниже поверхности воды, которая втягивается в песок. Та часть песка, в которой поры частично или полностью заполняются жидкостью, приобретает более темный цвет. До высоты h_{cc} над уровнем воды песок является полностью насыщенным. Между h_{cc} и h_c он насыщен частично, как показано на рис. 45, б. Высота h_c называется высотой капиллярного поднятия. Рис. 45, в показывает скорость, с которой поверхность влажной зоны приближается к положению равновесия на уровне h_c .

По мере уменьшения эффективного диаметра зерен, размеры пор также уменьшаются, а высота капиллярного поднятия возрастает. Высота h_c приблизительно равна

$$h_c = \frac{C}{eD_{10}} \text{ см}, \quad (20.4)$$

где e — коэффициент пористости;

D_{10} — эффективный диаметр по Хазену (§ 6) в см;

C — эмпирическая константа в см^2 , которая зависит от формы зерен и загрязненности поверхности и находится в пределах между 0,1 и 0,5 см^2 .

Однако, поскольку уменьшение проницаемости, связанное с уменьшением эффективного диаметра, снижает скорость капиллярного поднятия, высота, до которой вода поднимается за определенное время, например 24 часа, будет максимальной при некотором промежуточном размере зерен.

На рис. 46 абсциссы представляют собой логарифмы диаметра зерен однородной кварцевой пыли в уплотненном состоянии, а ординаты — высоту, до которой вода поднимается за 24 часа. Высота поднятия оказывается максимальной при диаметре зерен около 0,02 мм. Для 48-часового периода оптимальный размер зерен будет несколько меньшим.

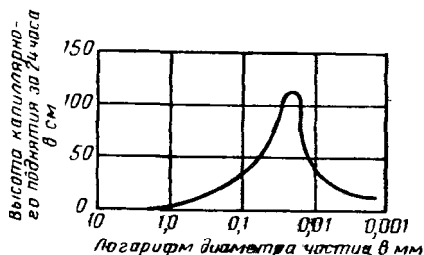


Рис. 46. Соотношение между размерами зерен однородного кварцевого порошка и высотой капиллярного поднятия за 24 часа

Капиллярное сифонирование

Капиллярные силы в состоянии поднимать воду против действия силы тяжести не только в капиллярных трубках или в порах столба сухого грунта, но также в узких открытых

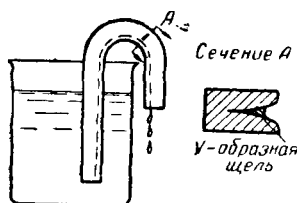


Рис. 47. Капиллярное течение через V-образный желоб

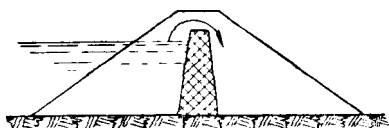


Рис. 48. Капиллярное сифонирование поверх непроницаемого ядра земляной плотины

каналах или V-образных желобках. Это можно продемонстрировать с помощью прибора, показанного на рис. 47. Если самая высокая точка желоба находится ниже высоты, до которой вода может быть поднята силой поверхностного натяжения, капиллярные силы будут перемещать воду в нисходящую ветвь желоба, и сосуд будет медленно опорожняться. Этот процесс называется капиллярным сифонированием.

е м. Такой же процесс может иметь место в порах грунта в естественных условиях. Например, вода может перетекать через гребень поверх водонепроницаемого ядра плотины или дамбы, как показано на рис. 48, несмотря на то, что уровень свободной поверхности воды расположен ниже верха этого ядра. Капиллярное сифонирование через гребень плотины на канале между Берлином и Штеттином в Германии приводило к потере 1 700 л в 1 мин. на длине около 19 км. Непроницаемое ядро дамбы было на 0,3 м выше зеркала воды. После того как высоту ядра увеличили на 0,4 м, потери воды снизились до 380 л в 1 мин.

Непрерывность грунтовой влаги

Между высотой h_{cc} и h_c (рис. 45, а) часть порового пространства занята воздухом, остальная часть занята цепочкой воды. Так как эта цепочка непрерывна, напряжение в воде вплоть до высоты h_c подчиняется уравнению (20.3). Однако, если песок только влажен, поровая вода может быть разобранной на отдельные части, и уравнение (20.3) оказывается уже недействительным. Вода, содержащаяся во влажном песке, называется контактной влажностью, так как каждая порция воды ок-

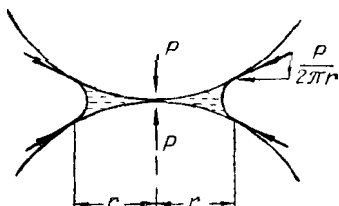


Рис. 49. Силы, вызванные контактной влажностью

ружает точки контакта между двумя частицами, как показано на рис. 49. Поверхностное натяжение на границе между водой и воздухом притягивает частицы друг к другу с силой, называемой контактной силой. Трение, создаваемое контактной силой, проявляется так, как если бы песок обладал некоторым сцеплением (рис. 52, а и б). Но если только песок полностью затоплен и поверхностное натяжение исключено, контактные силы становятся равными нулю, и частицы свободно отделяются.

Механический эффект сцепления, вызванного контактной влажностью, зависит от относительной плотности песка. Если песок плотный, сцепление увеличивает его сопротивление сдвигу в такой мере, что вертикальный откос высотой в десятки сантиметров может удерживаться без какого-либо крепления. С другой стороны, если влажный песок отсыпан в рыхлом состоянии, сцепление препятствует частицам занимать более устойчивое положение, и это уменьшает несущую способность песка почти до нуля. Объем такого песка может превосходить объем того же песка в рыхлом состоянии на 20—30%. Это явление называется распушиванием. Так

как силы, удерживающие частицы в их неустойчивом положении, исключительно малы, распушивание может иметь место только в пределах глубины не более 0,5 м от поверхности песка. Затопление уменьшает пористость такого песка до величины, соответствующей его сухому или водонасыщенному рыхлому состоянию, так как устраняет поверхностное натяжение воды.

Распространенные ошибки

Так как физические причины капиллярного движения воды сквозь грунт не так очевидны, как причины фильтрации под влиянием тяжести, то в трудах по этому вопросу встречаются различные ошибки. Так, например, утверждалось, что вода не может подниматься в капиллярных трубках на величину большую, чем высота всасывания насоса (около 9 м). Высота, до которой вода может быть поднята всасыванием, определяется атмосферным давлением и не зависит от диаметра всасывающей трубы. С другой стороны, высота, до которой вода может быть поднята в капилляре, не зависит от атмосферного давления, но растет с уменьшением диаметра трубки. Очевидно, оба эти типа поднятия не имеют ничего общего. В вакууме вода не может быть поднята с помощью всасывания на какую бы то ни было высоту, тогда как высота капиллярного поднятия будет такой же, как при атмосферном давлении.

Точно так же утверждалось, что большая часть воды, содержащейся в мелкозернистом песке, не участвует в фильтрационном течении, так как удерживается на месте молекулярным притяжением песка. Это предположение несовместимо с хорошо известным фактом, что толщина слоев воды, связываемой твердой поверхностью с помощью молекулярного притяжения, не превосходит примерно 0,1 μ . За пределами этой толщины вода обладает обычными свойствами и способна течь так же свободно, как и по трубе. Так как количество воды, расположенное в пределах слоя толщиной 0,1 μ в водонасыщенном песке, пренебрежимо мало по сравнению с общей влажностью грунта, практически вся вода является свободной и участвует в фильтрационном течении.

Задачи

1. Эффективный диаметр очень мелкого песка 0,05 мм, а его коэффициент пористости 0,6. Чему равна высота капиллярного поднятия в этом песке.

Ответ. Между 33 и 165 см.

2. Прочность на одноосное сжатие плотного влажного песка 0,2 кг/см², а его угол внутреннего трения 40°. Какова интенсивность всестороннего давления p_c , которое могло бы оказать такое же влияние на прочность песка, как сцепление, создаваемое контактной влажностью.

Ответ. 0,056 кг/см².

§ 21. МЕТОДЫ ДРЕНИРОВАНИЯ

Назначение и типы дренажей

В инженерной практике дренаж применяется, когда необходимо снять фильтрационное давление или уменьшить опасное влияние промерзания грунтов либо, наконец, чтобы увеличить сопротивление сдвигу грунта путем снижения нейтрального напряжения (§ 12 и 15). Дренаж заключается в понижении уровня воды ниже того массива грунта, который требует защиты или укрепления.

Чтобы понизить уровень воды до данной отметки, необходимо устроить ниже этой отметки систему коллекторов — водосборов в виде колодцев (скважин), штолен или траншей. Под действием силы тяжести вода стекает из грунта в эти водосборы и затем удаляется оттуда с помощью откачки или другими способами. Так как гидравлический градиент вблизи стен водосборов очень высок, самые мелкие частицы грунта будут постепенно вымываться в коллектор, если только не устроить у стенок обратные фильтры, которые состоят из проволочной сетки или просеянного песка или гравия. Отверстия в проволочных фильтрах должны приблизительно равняться D_{60} — диаметру зерен, соответствующих 60% по гранулометрической кривой (рис. 3). Песчаные или гравелистые обратные фильтры должны удовлетворять требованиям, указанным в конце § 11.

В дренажные колодцы опускаются стальные трубы, называемые **фильтровыми**, которые перфорированы в тех частях, где они соприкасаются с водоносным грунтом. Если эти трубы имеют диаметр менее 63 мм, они называются **иглофильтрами**. Вода откачивается из группы иглофильтров через **всасывающий коллектор**, к которому присоединены их верхние концы. Если диаметр дренажных колодцев превосходит 30 см, вода обычно откачивается из каждой скважины отдельно с помощью всасывающей трубы меньшего диаметра, причем пространство между всасывающей трубой и стенкой скважины заполняется крупнозернистым песком или гравием. Такие колодцы называются **фильтровыми** или **трубчатыми**. Кольцевая **фильтровая обсыпка** в данном случае заменяет перфорированную фильтровую трубу. В траншеях или штольнях коллекторами обычно служат трубы, уложенные с зазорами в стыках и окруженные песчаной или гравелистой обсыпкой, удовлетворяющей требованиям, предъявляемым к обратным фильтрам.

В песке та часть воды, которая стекает из пор к водосбору, замещается воздухом (**дренирование с аэрацией**). Однако очень мелкозернистые грунты остаются в водонасыщенном состоянии и сжимаются так, что объем пор

уменьшается на величину, равную объему удаленной воды (дренирование с консолидацией).

Дренирование любых грунтов может быть также осуществлено путем испарения воды с поверхности грунта в атмосферу. Этот процесс называется дренированием путем испарения. В зависимости от рода грунта этот вид дренирования может сопровождаться поглощением воздуха, консолидацией либо частичной консолидацией с последующим поглощением воздуха. Очень мелкозернистые грунты можно также дренировать с помощью пропускания электрического тока. Этот процесс называется электроосмотическим дренажем. Если температура верхней части водонасыщенной массы очень мелкозернистого грунта ниже точки замерзания, вода подтягивается из нижней части и собирается в верхней части слоя, где она образует прослойки льда. При этом происходит консолидация слоев грунта, расположенных ниже зоны замерзания. Поэтому можно сказать, что эти слои подвергаются морозному дренированию. С другой стороны, средняя влажность непосредственно промерзающего грунта возрастает. Ниже приводится описание различных методов дренирования.

Гравитационное дренирование

Наименьшее значение, до которого может быть понижена влажность грунта при гравитационном дренировании, называется водоудерживающей способностью грунта. Чтобы получить численную характеристику водоудерживающей способности различных грунтов, можно пользоваться рядом лабораторных методов. В так называемых гравитационных методах вода удаляется из образца под влиянием только силы тяжести. В других методах, носящих название методов всасывания, к действию силы тяжести прибавляется действие вакуума в нижней части образца или давление воздуха в верхней части. В третьем методе испытаний, называемом центробежным, гравитационные силы заменяются инерционными гораздо большей интенсивности. Если коэффициент пористости грунта после дренирования, удельный вес скелета и водоудерживающая способность известны, то можно рассчитать степень насыщения S_r в процентах (§ 7) и коэффициент воздухосодержания G_a дренированного грунта. Коэффициент воздухосодержания определяется уравнением

$$G_a = \frac{\text{объем воздуха в порах}}{\text{объем пор}} = 1 - \frac{S_r\%}{100}. \quad (21.1)$$

Кривые *A* и *B* на рис. 50 изображают соотношение между воздухосодержанием и эффективным диаметром зерен для различных фракций грунта, которые были дренированы двумя различными методами. Данные для кривой *A* были получены методом всасывания. В нижней части образцов высотой

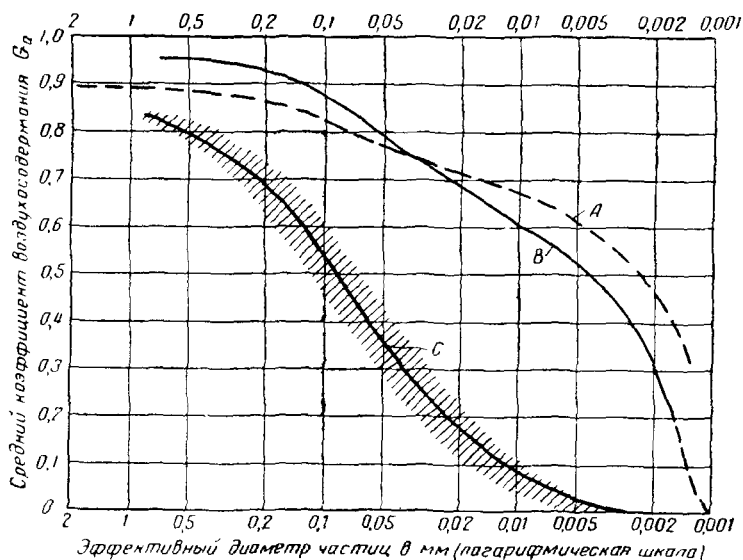


Рис. 50. Соотношение между размерами зерен и степенью аэрации после дренирования

Кривая *A* получена по методу всасывания, кривая *B* — центробежным методом, кривая *C* — полевые измерения

10 см поддерживался вакуум в течение 2 час. Кривая *B* представляет собой результаты испытаний центробежным методом, при котором образец в течение 2 мин. подвергался силе, превосходящей силу тяжести в 18 000 раз. Дренирование песков в лаборатории под действием силы тяжести происходит с убывающей скоростью и продолжается годами, даже если песок является довольно крупным. Рис. 51, *a* изображает два образца песка через 2,5 года после начала дренирования. В обоих образцах коэффициент воздухосодержания увеличивается довольно быстро с расстоянием от уровня воды, как показано на рис. 51, *б*. Более того, даже через 2,5 года среднее воздухосодержание обоих образцов все еще возросло.

В естественных условиях процесс гравитационного дренирования сопровождается периодическим поступлением воды при дождях или при таянии снега и льда. Влияние этого фактора на среднюю влажность дренированного грунта в поле-

вых условиях зависит не только от интенсивности инфильтрации или испарения, но в значительной мере и от характера напластования. Более того, опыт показывает, что коэффициент воздухоудержания для дренированных грунтов в полевых условиях практически не зависит от расстояния над уровнем воды, тогда как в лабораторных образцах он заметно возрастает по направлению снизу вверх, как показано на рис. 51, б. Следовательно, не существует определенного соотношения между воздухоудержанием грунта, дренированного в лаборатории и в полевых условиях. Это можно видеть, сравнивая лабораторные кривые А и В на рис. 50 с кривой С. Заштрихованная площадь, примыкающая к кривой С, характеризует соотношение между коэффициентом воздухоудержания и эффективным диаметром зерен различных грунтов после гравитационного дренажа в поле при климатических условиях, соответствующих востоку центральной части Соединенных Штатов. Наблюдениям в областях с различными климатическими условиями будут

соответствовать совершенно различные кривые. Однако во всех случаях полевые кривые будут совершенно непохожи на лабораторные, за исключением лишь общего характера изменения.

К счастью, при строительных работах количество дренированной из грунта воды редко является существенным. Гораздо большее значение имеет механический эффект дренирования и время, необходимое для его осуществления.

Скорость и эффективность гравитационного дренирования

Как указывалось выше, дренаж может быть осуществлен откачкой из фильтровых колодцев, перехватом воды штольнями или отводом ее в дренажные траншеи. Каким бы ни был метод дренирования, время, необходимое для осушения грунта, всегда является наиболее важным фактором. Теоретические методы определения скорости дренирования с поглощением воздуха все еще неудовлетворительны. Следовательно, чтобы определить время, необходимое для осушения

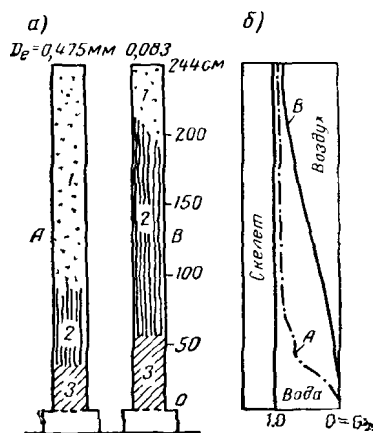


Рис. 51. Распределение влажности в двух различных образцах песка после дренирования в лаборатории в течение 2,5 лет

1 — гидравлическая связь между водой в отдельных порах отсутствует;
2 — поры заполнены водой частично;
3 — сплошное заполнение пор водой

песчаного пласта, инженер должен прежде всего опираться на опыт. Дренажное осушение чистого крупнозернистого песка откачкой из трубчатых колодцев, расположенных на расстоянии не более 12 м друг от друга, обычно может быть осуществлено за несколько дней (очень быстрый дренаж). С другой стороны, тот же метод в очень мелком песке может потребовать нескольких месяцев (медленный дренаж).

Существующие методы осушения грунтов и условия их успешного применения рассматриваются в § 47. Об осадках, вызванных понижением уровня воды, говорится в § 61.

Высыхание грунтов

Если образец мягкой глины находится на воздухе, вода подтягивается от середины образца к его поверхности, где она испаряется. Во время этого процесса глина уплотняется и, наконец, делается очень твердой. Состояние, при котором испарение прекращается, зависит от относительной влажности окружающего воздуха. Согласно законам физики, вода испаряется на любой границе вода — воздух, если только относительная влажность воздуха равна или меньше некоторого значения, являющегося функцией натяжения воды. Относительная влажность h_{ra} определяется как отношение веса водяного пара, действительно содержащегося в воздухе при данной температуре, к наибольшему количеству пара, которое может содержаться в воздухе при той же температуре. Во влажных климатах относительная влажность обычно колеблется от 0,15 до 0,95 и очень редко достигает 0,99. Если относительная влажность воздуха над свободной поверхностью воды меньше единицы, вода испаряется до тех пор, пока относительная влажность прилегающих слоев воздуха не станет равной единице или пока вода не испарится полностью. Если вода находится в состоянии натяжения, она перестает испаряться при меньшем значении относительной влажности. Это меньшее значение h_r обозначается как относительное давление пара. В пределах изменения температуры от 10 до 30° и при относительном давлении пара от 0,7 до 1 соотношение между нейтральным напряжением u_w в воде и относительным давлением пара h_r может быть приближенно выражено уравнением

$$u_w = -1500(1 - h_r) \text{ кг/см}^2. \quad (21.2)$$

Например, если $h_r = 0,9$, то $u_w = -150 \text{ кг/см}^2$. Следовательно, если нейтральное напряжение в осушаемом образце глины равно -150 кг/см^2 , то влажность глины будет изменяться только при относительной влажности окружающего воздуха, не превышающей 0,9. Если относительное давление

пара меньше, глина продолжает терять воду путем испарения; в том же случае, когда оно больше, вода конденсируется на поверхности глины и заставляет ее набухать, пока натяжение в воде не упадет до значения, определяемого уравнением (21.2). Этот факт может служить основой для расчета натяжения воды, содержащейся в порах таких тонкозернистых материалов, как глины.

Если вода испаряется на конце капиллярной трубки с радиусом r см, кривизна мениска и напряжение u_w в воде **будут** возрастать, пока u_w не станет равным $-h_c \gamma_w$. Подставляя h_c из уравнения (20.2), получаем

$$u_{w\max} = -\frac{0,15\gamma_w}{r} \cos \alpha \text{ г/см}^2. \quad (21.3)$$

Дальнейшее испарение воды сопровождается перемещением ее поверхности внутрь трубки при постоянном нейтральном давлении. Подобный процесс имеет место и в порах грунта во время высыхания. Когда грунт сохнет, значение u_w сначала возрастает, пока не достигнет наибольшей величины, соответствующей диаметру пор на поверхности грунта. Последующее испарение приводит к проникновению воздуха в образец, от чего его цвет становится более светлым. В начале этой второй стадии влажность образца равна пределу усадки (§ 8). Однако во время этой стадии нейтральное напряжение u_w может возрастать, так как вода втягивается в более узкие углы и щели. Испарение не прекратится до тех пор, пока относительное давление пара h , [уравнение (21.2)] не станет равным относительной влажности h_{ra} . В высушенном грунте вода остается в виде контактной влажности (§ 20). После высыхания при комнатной температуре влажность грунта изменяется от почти нуля для чистого песка до 6—7% для типичных глин. Соответствующий коэффициент воздухо-содержания будет находиться в пределах от 1 до $\sim 0,8$. В этом состоянии совершенно чистый песок является несвязным, тогда как глина становится очень твердой.

Если высушенный в сушильном шкафу образец грунта охладить в контакте с атмосферой, его влажность возрастет. Влага, поглощенная грунтовыми частицами из окружающей атмосферы, называется гигроскопической влажностью. Количество гигроскопической влаги меняется для данного образца в зависимости от относительной влажности воздуха. Она возрастает с уменьшением размера зерен. У песков гигроскопическая влажность ничтожна. У пылеватых грунтов она очень мала, однако, достаточна, чтобы обеспечить распушивание. В глинах ее количество может превосходить 5% по отношению к весу в абсолютно сухом состоянии. Когда воздушно-сухой образец нагревается до температуры несколько более высокой, чем точка кипения воды, его влаж-

ность медленно уменьшается. В этом состоянии некоторые из физических свойств глины испытывают изменения, которые, по-видимому, являются остаточными. Эти изменения проявляются в остаточных изменениях пределов Аттерберга. Дальнейшее увеличение температуры до нескольких сот градусов приводит к оплавлению зерен в точках контакта. Это создает прочные и постоянные связи между частицами и сообщает глине свойства твердого тела. Превращение песчано-глинистой смеси в кирпич осуществляется именно таким образом.

Скорость, при которой вода испаряется с поверхности глинистого образца при данных внешних условиях, уменьшается с уменьшением влажности. На пределе текучести грунта скорость испарения приблизительно равна скорости испарения со свободной поверхности воды. На такой поверхности скорость испарения зависит от температуры, относительной влажности и скорости ветра. В Соединенных Штатах местом наибольшего испарения с большой водной поверхности является область Больших Озер, где скорость испарения колеблется от 40 до 50 см в год. К западу и на юг от района Больших Озер она постепенно возрастает и достигает до 175 см в юго-западном Техасе и на юго-востоке Нью-Мексико. В одном из районов Калифорнии наблюдались значения, превышающие 225 см в год.

Даже если глинистый образец покрыт парафином и хранится во влажной комнате, он испытывает постепенную усадку и отстает от своей оболочки. Эта усадка указывает на испарение воды сквозь невидимые, но непрерывные поры в парафине. Чтобы избежать потери воды от испарения, необходимо хранить образцы в металлических трубках и помещать металлические диски между торцами образца и парафиновой обмазкой на концах трубок. По мере того как влажность выходящей глины уменьшается, скорость испарения также уменьшается, поскольку растет натяжение в поровой воде. Согласно уравнению (21.2) увеличение натяжения ведет к понижению относительного давления пара. Подобное понижение оказывает такое же тормозящее влияние на скорость испарения при постоянной относительной влажности, как увеличение относительной влажности на скорость испарения со свободной поверхности воды.

Ниже предела усадки скорость испарения продолжает замедляться, так как относительная влажность воды в порах всегда выше, чем в окружающем воздухе. Как только относительное давление пара в порах становится равным относительной влажности окружающего воздуха, дальнейшее испарение прекращается. Если относительная влажность затем повышается, то влажность глины несколько возрастает.

Влияние высыхания на прочность грунта

По мере высыхания грунта в поровой воде развивается натяжение, которое возрастает с уменьшением влажности, тогда как полное нормальное напряжение в данном сечении грунта остается практически неизменным. Так как полное нормальное напряжение равно сумме нейтрального и эффективного напряжений, то возрастающее натяжение в поровой воде сопровождается эквивалентным увеличением эффективного давления. Высыхание увеличивает натяжение в поровой воде от 0 до $-u_w$. Соответственно, поверхностное натяжение одновременно создает эффективное всестороннее давление:

$$p_k = -u_w. \quad (21.4)$$

Это давление называется капиллярным. Оно увеличивает сопротивление сдвигу грунта вдоль любого сечения на

$$\Delta s = p_k \operatorname{tg} \varphi, \quad (21.5)$$

где φ представляет собой угол внутреннего трения песка или консолидированно-быстрое значение угла сопротивления сдвигу глины. На пределе усадки воздух входит в поры образца, и влага в грунте вследствие этого перестает быть непрерывной. Натяжение в воде, которое остается в глине, создает контактные силы, как показано на рис. 49, а это, в свою очередь, увеличивает сопротивление сдвигу. Однако вследствие прерывности поровой воды соотношение между Δs и u_w не подчиняется больше уравнениям (21.3) и (21.5).

Благодаря капиллярному давлению даже совершенно сыпучий материал, как, например, чистый мелкий песок, может временно приобретать свойства связного грунта. В результате образцы из такого материала обладают определенной прочностью при испытании на одноосное сжатие. Так как сцепление в таких грунтах полностью исчезает после погружения в воду, его называют кажущимся сцеплением.

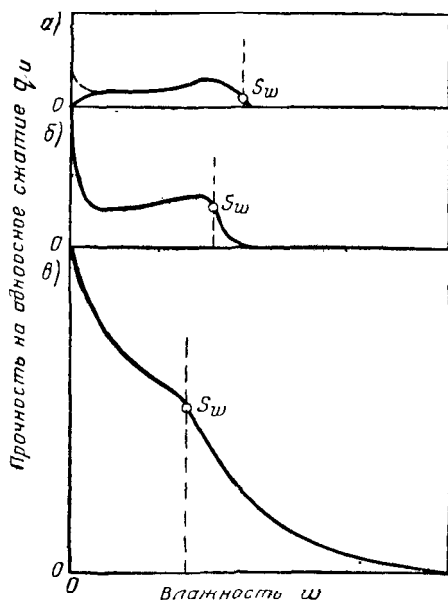


Рис. 52. Прочность на одноосное сжатие различных грунтов при влажностях выше и ниже предела усадки

Влажность, при которой прочность на одноосное сжатие q_u высыхающего образца грунта становится максимальной, зависит исключительно от размера зерен. Это положение иллюстрируется рис. 52, который показывает влияние уменьшения влажности при высыхании на прочность трех различных грунтов. Влажность каждого грунта на пределе усадки обозначена S_w . Для значений w меньших, чем S_w , степень насыщения [уравнение (7.4)] приблизительно равна:

$$S_r = \frac{100w}{S_w}.$$

Для совершенно чистого мелкого песка, увлажненного дистиллированной водой (рис. 52, *a*), q_u является максимальным при степени влажности около 80%. Дальнейшее осушение снижает q_u до нуля. Однако если поры заполнены загрязненными сточными водами, при испарении примеси осаждаются и образуют очень тонкую, но сплошную пленку, которая прилипает к зернам и связывает их в точках контакта. Тогда во время последней стадии осушения песок приобретает слабое сцепление, как показано на рис. 52, *a* пунктирной линией.

Соотношение между w и q_u для мелкого пылеватого песка показано на рис. 52, *б*. По мере того как влажность приближается к пределу усадки, прочность возрастает. На пределе усадки воздух входит в поры образца и прочность постепенно уменьшается до тех пор, пока степень влажности не станет приблизительно равной 10%. После этого прочность возрастает и становится большей, чем на пределе усадки.

Прочность глин (рис. 52, *в*) ниже предела усадки растет с увеличивающейся скоростью по мере приближения к сухому состоянию.

Высыхание в естественных условиях

В природе высыхание происходит во всех случаях, когда поверхность грунта не является постоянно затопленной. Кажущееся сцепление очень мелкозернистого пылеватого песка, возникающее при периодическом высыхании, может быть значительным. Так как дождевая вода может вытеснить лишь незначительную часть воздуха, находящегося в порах, сцепление сохраняется, даже если дождливые периоды оказываются длительными. В результате такие грунты часто ошибочно принимали, особенно в полузасушливых и засушливых районах, за мягкую скалу. Однако, если поверхность грунта затоплена, сцепление постепенно исчезает, и грунт может начать расплываться.

Высыхание мягких глинистых слоев протекает очень медленно по направлению вглубь и приводит к образованию корки, которая утолщается с возрастом. В § 13 показано, что

Если такая корка покрывается глинистым осадком и остается снова постоянно затопленной, она образует плотный переплотненный слой, расположенный между мягкими нормально обжатыми пластами. Толстые пласты мягкой глины могут быть консолидированы циркуляцией горячего сухого воздуха в системе вентиляционных тоннелей, но такой метод в редких случаях экономичен. В полусушливых районах, как например Западный Техас, высыхание глины в засушливый сезон доходит до глубины 6 м. В пределах этой глубины глина пронизывается усадочными трещинами. Во время дождливого сезона вода входит в эти трещины, и глина набухает. Это набухание приводит к существенному поднятию поверхности грунта.

На застроенных площадях потери воды вследствие испарения гораздо меньше, чем соответствующие потери на прилегающих участках. Следовательно, влажность глины, расположенной под зданиями, в течение многих лет возрастает с убывающей скоростью, что приводит к поднятию центральной части участков по сравнению с их границами. Величина вспучивания грунта практически не зависит от веса зданий, но его влияние на последние очень похоже на влияние неравномерной осадки. При неблагоприятных климатических и грунтовых условиях вспучивание может с течением времени стать более 30 см.

Если фундаментная плита отапливаемого здания опирается на глину, поровая вода последней может испаряться сквозь поры бетона, в результате чего глина испытывает усадку, отстает от бетона и последний лишается опоры. Это нежелательное явление может быть предупреждено покрытием поверхности глины битумным ковром перед бетонированием.

Размокание грунта в воде

Когда высушенный кусок глины (рис. 53) быстро погружается в воду, внешние части образца насыщаются, и воздух оказывается защемленным в средней части. Если бы окружающая вода была невесомой, натяжение воды на границе с защемленным воздухом было бы равно максимальному капиллярному натяжению p_k и соответственно давление защемленного воздуха также было бы равно p_k . Если вес окружающей воды вызывает давление u_w посредине высоты образца, давление защемленного воз-

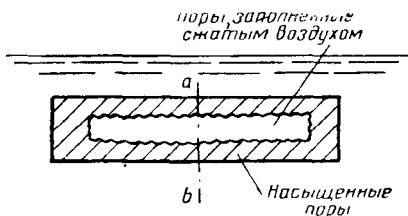


Рис. 53. Схема процесса размокания высушенной глины

духа будет равно $p_k + u_w$. Давление воздуха создает растяжение в твердом скелете, который может разорваться по некоторой поверхности ab . Этот процесс называется размоканием грунта. Благодаря ему происходит размягчение и полное распыление глины в незащищенных откосах.

Электроосмотический дренаж

Если два электрода забиты в водонасыщенный грунт и между ними пропускается электрический ток, то вода в порах мигрирует от положительного электрода (анода) к отрицательному (катоде). Если катодом является иглофильтр, вода проникает в него, откуда может быть удалена откачкой.

Движение воды происходит вследствие того, что поверхность частиц грунта несет отрицательный заряд (§ 4). Положительно заряженные ионы, находящиеся в воде, притягиваются поэтому к грунтовым частицам, и примыкающая к ним непосредственно пленка воды оказывается заряженной положительно вследствие преобладания в ней положительных ионов. Хотя и не имеется четкой границы между положительно заряженной и нейтральной водой, для наших целей можно рассматривать электрический заряд как расположенный в определенном слое (рис. 54, а), называемом двойным электрическим слоем. Положительные ионы, которые концентрируются в воде вблизи частиц грунта, притягиваются отрицательным электродом и отталкиваются положительным. Следовательно, положительная часть двойного слоя вместе с охватываемым ею сердечником из нейтральной воды будет двигаться к катоду. Течение воды, вызываемое электрическим током, известно под названием электроосмоса.

Следует заметить, что скорость течения по всему поперечному сечению воды, окруженной двойным слоем, будет постоянной, тогда как скорость гравитационного течения сквозь капилляры возрастает от стенок к центру трубки, как показано на рис. 54, б.

Скорость v см/сек, с которой вода движется при электроосмосе сквозь цилиндрическую трубку, приближенно определяется уравнением

$$v = \frac{1,02 \cdot 10^{-4} deE}{\eta l}, \quad (21.6)$$

где e — электрический заряд на единицу поверхности стенки трубки в кулон/см²;

E — разность электрических потенциалов по концам трубки в в;

d — толщина электрического двойного слоя в см;

η — вязкость воды в г сек/см²;

l — длина трубки в см.

Для капилляров с диаметром меньше $0,002$ мм вязкость несколько возрастает с уменьшением диаметра. Следовательно, уменьшается скорость v . Однако немногие эксперименты, которые были проведены, указывают, что уменьшение скорости с уменьшением размера зерен является гораздо большим, чем можно было бы ожидать при учете изменения вяз-

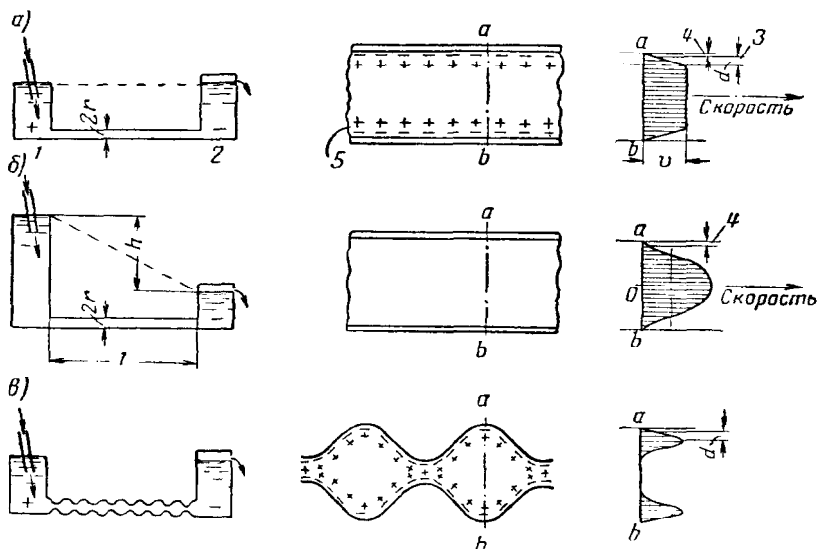


Рис. 54. Различия между течением через капилляры и грунты под действием гидравлического напора и электрического тока

1 — анод; 2 — катод; 3 — перемещающаяся часть двойного электрического слоя; 4 — адсорбированный слой; 5 — двойной электрический слой

кости. Причины этого явления заключаются, вероятно, в следующем. В отличие от сечения капилляров в пучке капиллярных трубок, сечение пор в грунтах меняется от точки к точке. Следовательно, и средняя скорость воды от сечения к сечению изменяется (рис. 54, в). В узких проходах, соединяющих местные расширения, скорость очень большая. В расширениях, однако, вода почти неподвижна, и трение о внешние границы неподвижного среднего слоя воды тормозит движение заряженного слоя, примыкающего к стенкам пор. Примерное распределение скоростей в расширенных порах напоминает показанное в правой части рис. 54, в. Эти условия делают неприменимым уравнение (21.6).

Величины e и d в уравнении (21.6) в большой степени зависят от химических свойств стенок капиллярной трубки и от веществ, отличных от воды, содержащихся в адсорбированных слоях (§ 4). Следовательно, при данной длине трубки

расход электричества, требуемый для перемещения единицы объема воды от одного конца к другому в заданный промежуток времени, в значительной мере зависит от химического состава адсорбированных слоев. Лабораторные опыты показали, что эти соображения справедливы также и для грунтов.

Электроосмотический дренаж тонкозернистых грунтов сопровождается консолидацией. Подобно всякому другому процессу консолидации, он начинается со стороны дренируемой поверхности (анод) и распространяется в глубь массы.

Морозное пучение и его предупреждение

Если вода, содержащаяся в порах водонасыщенного чистого песка или гравия, замерзает, структура грунта остается неизменной. Процесс промерзания лишь увеличивает объем каждой поры на 9% вследствие расширения содержащейся в ней воды. С другой стороны, если замерзает водонасыщенный мелкозернистый грунт, этот процесс сопровождается образованием прослоек чистого льда, почти параллельных поверхности, подверженной действию низких температур. Толщина отдельных прослоек льда может возрастать до нескольких сантиметров, и грунт, подвергшийся промерзанию, приобретает характер слоистого материала, состоящего из перемежающихся слоев грунта и чистого льда.

Взгляды на молекулярный механизм образования прослоек льда и интенсивность соответствующих сил пока еще противоречивы. Однако, условия возникновения этой слоистости и методы ее предупреждения уже известны.

Ледяные прослойки развиваются только в мелкозернистых грунтах. Однако, критический размер зерен, отвечающий границе между грунтами, склонными к образованию ледяных прослоек, и теми, в которых это явление не наблюдается, зависит от однородности грунта. В совершенно однородном грунте ледяные прослойки не развиваются, если только его зерна крупнее 0,01 мм. Довольно однородный грунт должен содержать по меньшей мере 10% частиц, диаметр которых меньше 0,02 мм. Для образования ледяных прослоек в разнотернистых грунтах требуется, как правило, чтобы зерна с размерами меньше 0,02 мм составляли по крайней мере 3% от общего количества. В грунтах, в которых таких частиц содержится менее 1%, ледяные частицы не образуются при любых условиях, которые могут встретиться в поле.

Механические причины движения воды в зоне промерзания аналогичны тем, которые заставляют воду двигаться сквозь поры грунта от уровня грунтовых вод к поверхности испарения. По мере роста кристаллов льда они действуют подобно домкратам, раздвигающим зерна грунта в стороны и увеличивающим, таким образом, объем пор.

Рис. 55 изображает три цилиндрических образца мелкого водонасыщенного ила. Образец *а* окружен воздухом, тогда как нижние концы образцов *б* и *с* погружены в воду. Температура верхнего конца каждого образца поддерживается ниже точки замерзания. В образце *а* вода, которая идет на образование ледяных прослоек, подтягивается из нижней части образца. В результате нижняя часть консолидируется так же,

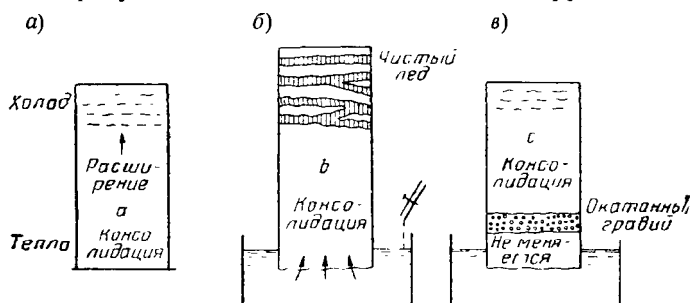


Рис. 55. Действие мороза на грунт

а — закрытая система; *б* — открытая система; *в* — способ преобразования открытой системы в закрытую с помощью слоя крупного песка, прекращающего капиллярное поднятие воды к зоне замерзания

как если бы вода оттягивалась к поверхности испарения на верхнем конце. Рост ледяных прослоек продолжается, по-видимому, до тех пор, пока влажность нижней части не уменьшится до предела усадки. Так как вся вода, идущая на образование ледяных слоев, берется в самом образце, последний можно назвать закрытой системой. Увеличение объема, связанное с промерзанием закрытой системы, не превосходит увеличения объема содержащейся в ней воды. Эта величина составляет от 3 до 5% по отношению к общему объему.

В образце *б* начальное образование ледяных прослоек также происходит за счет воды самого образца, причем в это время нижняя часть его консолидируется. Однако по мере того как идет консолидация, все больше и больше воды подтягивается из резервуара, расположенного ниже образца. Наконец, скорость течения воды к зоне промерзания и влажность незамерзшего слоя, сквозь который вода движется, становятся постоянными. Такой образец является открытой системой. Общая толщина прослоек льда в подобной системе может, по крайней мере теоретически, возрастать бесконечно.

Открытая система, представленная образцом *б*, может быть превращена в закрытую введением слоя крупнозернистого материала между зоной промерзания и горизонтом воды, как показано на рис. 55, *в*. Если вода не может капиллярно перемещаться через крупнозернистый слой, верхняя часть

образца с будет являться закрытой системой. Нижняя часть этой последней будет испытывать морозное дренирование.

В инженерной практике открытые системы встречаются тогда, когда вертикальное расстояние между уровнем воды и фронтом промерзания меньше, чем высота капиллярного поднятия грунта. Так как вода, которая мигрирует от горизонта грунтовых вод, непрерывно пополняется, ледяные прослойки также непрерывно растут в течение всего морозного периода, а поверхность грунта над зоной промерзания поднимается. Это явление носит название морозного пучения. Даже в районах с умеренными зимами, как например Новая Англия, морозное пучение высотой до 15 см не является необычным. Так как на толщину ледяных прослоек очень заметно влияют колебания в проницаемости подстилающего грунта, морозное пучение обычно неравномерно. Вследствие этого дорожные покрытия, расположенные над зонами пучения, могут разрушаться. Последующее таяние превращает грунт, содержащий ледяные прослойки, в зоны переувлажненного и размягченного материала. Это явление оказывает, по-видимому, даже еще более разрушительное действие на покрытия, чем предыдущее.

Склонность грунта к образованию и развитию ледяных прослоек быстро возрастает с уменьшением диаметра зерен. С другой стороны, скорость, с которой вода движется в открытой системе к зоне промерзания, уменьшается с уменьшением диаметра зерен. Следовательно, можно ожидать, что наиболее благоприятные для морозного пучения условия будут иметь место в грунтах с промежуточным размером частиц. Действительно, опыт показал, что наибольшие затруднения доставляет морозное пучение в мелкой пыли и песчано-пылеватых смесях, несколько более тонких, чем грунты, в которых капиллярное поднятие за 24 часа является максимальным (рис. 46). В грунте с данным размером частиц, образующем закрытую систему, интенсивность роста ледяных прослоек возрастает с увеличением сжимаемости грунта.

Действие мороза на грунты в районах с влажным климатом и суровыми зимами по своему эффекту аналогично ежегодным изменениям объема вследствие высыхания в полусухливых районах с жарким летом, как, например, в Центральном Техасе. Мороз не только повреждает дороги, но перемещает также подпорные стенки (§ 46) и выпучивает фундаменты. Однако, помещая слой гравия между самым высоким уровнем воды и границами промерзания, можно превратить слой грунта, подверженный промерзанию, из открытой в закрытую систему, и тогда морозное пучение не будет превышать допустимых пределов.

ЛИТЕРАТУРА

21. 1. Physics of the Earth — Part IX, Hydrology, New — York. 1942, стр. 331 — 384.

Обзор современных данных о видах воды в грунтах.

21.2. W. E. Simpson, Foundation experiences with clay in Texas, „Civil Eng., 1934, стр 581—584.

Описание затруднений, связанных с периодическим просыханием оснований в Техасе.

21. 3. D. Woollorton, A preliminary investigation into the subject of foundations in the „Black Cotton“ and „Kyatti“ soils of the Mandalay District, Burma, „Proc. Intern. Conf. Soil mech.“, vol. III, стр. 242—256

Описание затруднений при сооружении фундаментов в Бирме, аналогичных встречающимся в Техасе.

21. 4. J. O. Osterberg, A survey of the frost — heaving problem. „Civ. Eng.“, 1940, стр. 100—102.

Содержит библиографию по вопросу о пучении.

Задачи

1. Влажность образца дренированного грунта равна 16%, пористость — 42%, удельный вес скелета — $2,7 \text{ г/см}^3$. Рассчитать коэффициент воздухоудержания.

О т в е т. 0,4.

2. Непарушенные образцы очень мягкой глины находятся без всякой защиты во влажной комнате. Замечено, что глина становится более плотной, пока, наконец, ее прочность на одноосное сжатие достигает 10 кг/см^2 . Консолидированно-быстрое значение угла сдвига глины 20° . Рассчитать относительную влажность воздуха.

О т в е т. 0,9936.

ЧАСТЬ Б

Теоретическая механика грунтов

Теоретическая механика грунтов в основном имеет дело с условиями предельного равновесия грунта (глава IV); с деформациями, вызванными внешними силами (глава V); со взаимодействием между грунтом и водой (глава VI). Константы грунта, которые входят в конечные уравнения, либо принимаются на основе накопленного опыта, либо являются средними значениями лабораторных данных, полученных при испытаниях характерных образцов грунта. Следовательно, любые теории являются не более, чем средством получения грубо приближенных результатов. Некоторые из них, например, те, в которых рассматривается осадка фундаментов на неслоистых массивах грунта, могут дать лишь общее направление для разработки полумпирических правил, основывающихся на опыте строительства.

Вследствие неизбежной неопределенности как в основных допущениях, так и в цифровых значениях констант грунтов, простота теорий является значительно более важной, чем точность. Если теория является простой, то легко судить о практических последствиях возможных отклонений от исходных положений и принимать соответствующие решения. Если теория сложна, она не может служить практическим целям, пока ее результаты не сведены в графики и таблицы, позволяющие быстро составлять окончательные уравнения на основе различных допущений. В этой книге детально разбираются лишь простые теории. Все сложные теории, на которых приходится останавливаться, излагаются схематически, так как математическая часть, которая позволяет получить конечные выводы, представляет интерес только для научных работников. Новейшие теории, которые не могут пока быть использованы при проектировании, здесь даже не упоминаются.

ПЛАСТИЧЕСКОЕ РАВНОВЕСИЕ В ГРУНТАХ

§ 22. ОСНОВНЫЕ ПОЛОЖЕНИЯ

В этой главе рассматривается давление земли на боковые ограждения — подпорные стенки или крепление откосов котлованов; сопротивление грунта горизонтальному смещению; несущая способность оснований и устойчивость откосов. Задачи этого типа требуют только определения коэффициентов устойчивости поддерживающих сооружений или откосов. Для ответа на эти вопросы сравниваются величины двух систем сил: тех, которые стремятся вызвать разрушение, и тех, которые стремятся воспрепятствовать ему. Подобное исследование называется расчетом на устойчивость. Чтобы провести расчет на устойчивость, необходимо определить положение возможной поверхности скольжения и вычислить или оценить сопротивление сдвигу вдоль этой поверхности.

Сопротивление сдвигу s зависит не только от типа грунта, но может также зависеть от нормальных напряжений p по поверхности скольжения. В § 15 было показано, что соотношение между s и p может быть выражено одним из следующих приближенных уравнений:

для песков без сцепления

$$s = (p - u_w) \operatorname{tg} \varphi; \quad (15.3)$$

для влажных или сухих грунтов со сцеплением, расположенных над зеркалом воды

$$s = c + p \operatorname{tg} \varphi; \quad (15.2)$$

для мягкой глины

$$s = \frac{1}{2} q_u = c. \quad (22.1)$$

Плотные глины обычно содержат сеть волосных трещин, вследствие чего их устойчивость зависит в значительной мере от степени и продолжительности воздействия атмосферных агентов (§ 43). Поэтому такие глины выходят за рамки теоретического рассмотрения.

Каждая задача об устойчивости будет решаться в первую очередь для сухого ($u_w = 0$), не имеющего сцепления, песка,

к которому применимо уравнение (15.3), а затем для материала, обладающего сцеплением [уравнение (15.2)]. После того как читатель будет в состоянии решать задачи на базе этих двух уравнений, он сможет легко справиться с аналогичными задачами, относящимися к частично или полностью подтопленным пескам или к мягким глинам.

Если грунтовая вода в песке находится в состоянии покоя, нейтральное напряжение u_w на любой глубине z ниже зеркала воды, будет

$$u_w = \gamma_w z.$$

Это напряжение уменьшает эффективный объемный вес песка γ до взвешенного объемного веса γ' ниже уровня воды [уравнение (12.6)]. Следовательно, расчет устойчивости подтопленного песка можно производить, считая песок сухим, но с объемным весом ниже уровня воды, равным γ' . Давление, оказываемое подтопленной массой песка на боковое ограждение, равно сумме давления песка, рассчитанного, как только что указано, и полного давления воды. Однако, если вода не остается неподвижной, а фильтрует сквозь поры грунта, то способ, описанный выше, неприменим. Давление фильтрующей воды рассматривается в главе VI.

В результате подстановки $\varphi = 0$ уравнение (15.2) может быть приведено к уравнению (22.1), которое приближенно определяет сопротивление сдвигу мягкой глины. Следовательно, методы решения задач об устойчивости на основе уравнения (15.2) применимы также и к мягкой глине. Тем не менее необходимо подчеркнуть, что эмпирическое уравнение (22.1) было выведено из кратковременных наблюдений, ограниченных несколькими неделями. Поэтому результаты расчета устойчивости не позволяют оценить механический эффект постепенного изменения объема или прочности глины. Это влияние времени может быть предсказано лишь в самом общем виде на основе знания физических свойств грунта. Некоторые временные эффекты рассматриваются в части В.

§ 23. СОСТОЯНИЯ ПЛАСТИЧЕСКОГО РАВНОВЕСИЯ

Основные положения

Грунтовой массив находится в состоянии пластического равновесия, если каждая часть его находится на грани разрушения. Ренкин (1857) исследовал распределение напряжений, соответствующих состояниям пластического равновесия, которые могут возникнуть одновременно во всем полубесконечном массиве грунта, когда на него действуют только силы собственного веса (условия напряженности). Состояния пластического равновесия, тождественные с теми, ко-

которые рассматривал Ренкин, называются ренкиновскими состояниями пластического равновесия. Рассмотрение ренкиновских состояний полубесконечного массива служит прежде всего введением к более сложным

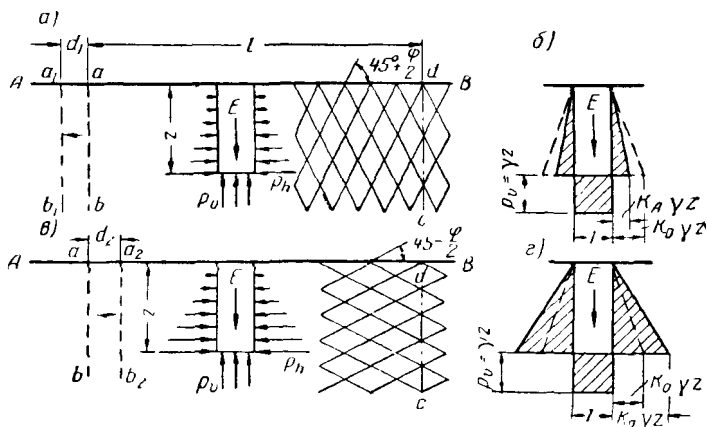


Рис. 56. Предельное равновесие полубесконечной массы песка

a и *б* — активное ренкиновское состояние; *в* и *г* — пассивное ренкиновское состояние

состояниям пластического равновесия, встречающимся в практических задачах.

Ренкиновские состояния иллюстрируются рис. 56. На этом рисунке *AB* обозначает горизонтальную поверхность полубесконечного массива песка с объемным весом γ , а *E* — элементарный объем песка с глубиной *z* и площадью поперечного сечения, равной единице. Поскольку этот объем является симметричным по отношению к некоторой вертикальной плоскости, нормальное напряжение в основании

$$p_v = \gamma z \quad (23.1)$$

будет главным напряжением. Вследствие этого нормальные напряжения p_h по вертикальным граням элемента на глубине *z* будут также главными напряжениями.

Согласно уравнениям (16.8) и (16.6) соотношение между наибольшим и наименьшим главными напряжениями в материале, не обладающем сцеплением, не может превышать величины

$$\frac{p_1}{p_3} = N\varphi = \operatorname{tg}^2 \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right).$$

Поскольку вертикальное главное напряжение p_v в массе песка, показанной на рис. 56, *a*, может быть или наибольшим

или наименьшим главным напряжением, то соотношение $K = p_h/p_v$ может иметь любое значение в пределах между

$$K_A = \frac{p_h}{p_v} = \frac{1}{N_\varphi} = \operatorname{tg}^2 \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right) \quad (23.2)$$

и

$$K_P = \frac{p_h}{p_v} = N_\varphi = \operatorname{tg}^2 \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right). \quad (23.3)$$

После того как масса песка отложилась в результате естественного или искусственного процесса, K принимает значение K_0 , промежуточное между K_A и K_P и

$$p_h = K_0 p_v, \quad (23.4)$$

где K_0 является эмпирической постоянной, называемой коэффициентом давления грунта в состоянии покоя. Его значение зависит от относительной плотности песка и от характера процесса, благодаря которому образовался осадок. Если этот процесс не сопровождался искусственным уплотнением путем трамбования, то значение K_0 находится в пределах примерно от 0,4 для рыхлого песка до 0,5 для плотного. Послойное трамбование может увеличить это значение примерно до 0,8.

Чтобы изменить значение K для массы песка от K_0 до некоторого другого, необходимо обеспечить для всей этой массы возможность либо раоширения, либо сжатия в горизонтальном направлении. Поскольку вес песка над любым горизонтальным сечением остается при этом неизменным, вертикальное давление тоже не изменяется. Горизонтальное давление, однако, уменьшается, если массив песка расширяется, и увеличивается, если он сжимается.

По мере того как массив расширяется, любые два вертикальных сечения (такие, как ab и cd) раздвигаются, и значение K уменьшается, пока оно не становится равным K_A [уравнение (23.2)]. В этом случае песок переходит в так называемое активное ренкиновское состояние. В этом состоянии интенсивность горизонтального давления на любой глубине равна

$$p_h = K_A p_v = K_A \gamma z = \gamma z \frac{1}{N_\varphi}, \quad (23.5)$$

где K_A называется коэффициентом активного давления грунта.

Распределение давления по сторонам и по основанию элемента E показано на рис. 56,б. Дальнейшее расширение песка не оказывает никакого действия на p_h [уравнение (23.5)], однако вызовет сдвиг вдоль двух систем плоских поверхностей, как это указано на правой стороне рис. 56,а. Согласно

уравнению (16.4), такие поверхности скольжения пересекают направление наименьшего главного напряжения под углом в $45^\circ + \frac{\varphi}{2}$. Поскольку наименьшие главные напряжения в активном ренкиновском состоянии являются горизонтальными, плоскости сдвига проходят под углом $45^\circ + \frac{\varphi}{2}$ к горизонтали. Сетка, образованная следами плоскостей сдвига в вертикальном сечении, параллельном направлению растяжения, называется сеткой скольжения.

Горизонтальное сжатие всего массива песка заставляет сечение ab перемещаться по направлению к cd , как это показано на рис. 56, в. Вследствие этого отношение $K = p_h/p_v$ растет. Как только K становится равным K_p [уравнение (23.3)], песок переходит в так называемое пассивное ренкиновское состояние. На любой глубине z горизонтальное давление будет

$$p_h = K_p p_v = K_p \gamma z = \gamma z N_\varphi, \quad (23.6)$$

где K_p является коэффициентом пассивного давления грунта.

Поскольку наименьшее главное напряжение в пассивном ренкиновском состоянии является вертикальным, плоскости скольжения проходят под углом $45^\circ - \frac{\varphi}{2}$ к горизонтали, как это показано на рис. 56, в.

Активное и пассивное ренкиновские состояния образуют два предельных состояния равновесия песка. Каждое промежуточное состояние, включая состояние покоя, называется состоянием упругого равновесия.

Местное состояние пластического равновесия

Ренкиновские состояния, показанные на рис. 56, были вызваны равномерным растяжением или сжатием всей полубесконечной массы песка. Они представляют собой состояние сплошного пластического равновесия. Однако в пласте реального песка состояние сплошного пластического равновесия может быть создано лишь таким геологическим процессом, как например, горизонтальное сжатие тектоническими силами всего скального основания. Явления местного характера, как, например, смещение подпорной стенки, не могут вызвать радикального изменения условий напряженности всей массы песка, за исключением области, непосредственно примыкающей к источнику нарушения. Остальной песок остается в состоянии упругого равновесия.

Местное состояние пластического равновесия может быть вызвано самыми различными процессами деформирования.

Конечное напряженное состояние пластической зоны, как и форма самой зоны, зависит в значительной степени от вида деформации и от степени шероховатости поверхности контакта между грунтом и ограждением. Эти факторы определяют деформативные и граничные условия. Практические следствия этих условий иллюстрируются рис. 57 и 58.

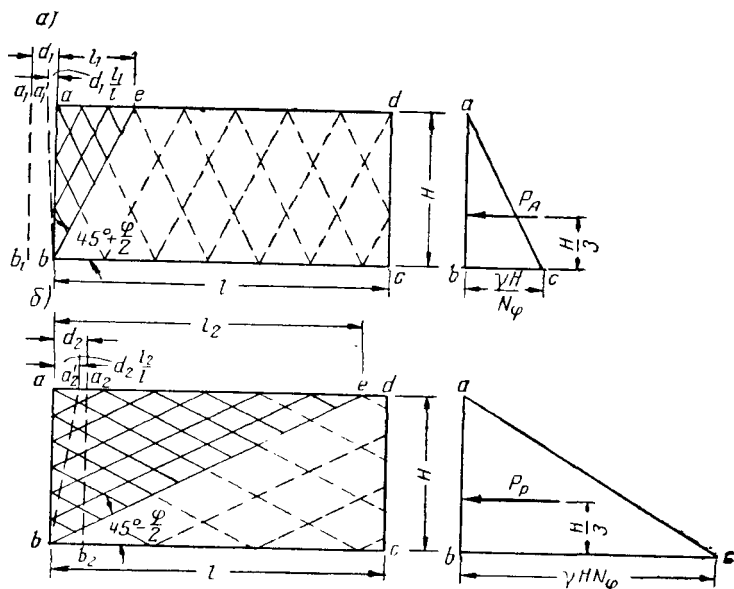


Рис. 57

a — местное активное ренкиновское состояние песка, находящегося в прямоугольном ящике; b — соответствующая схема для местного пассивного ренкиновского состояния

Рис. 57, a изображает вертикальное сечение призматического ящика, имеющего длину l , равную расстоянию между вертикальными сечениями ab и cd на рис. 56. Если песок уложен в ящике тем же способом, что и при образовании полубесконечного массива, представленного на рис. 56, то напряженные состояния в обоих случаях будут тождественными. Они будут состояниями упругого равновесия.

Когда состояние полубесконечного массива песка (рис. 56, a) изменяется от состояния покоя до активного ренкиновского состояния, вертикальное сечение ab перемещается на расстояние d_1 . Чтобы перевести всю массу песка, который содержится в ящике (рис. 57, a) в активное ренкиновское состояние, стенка ab должна переместиться на то же самое расстояние. Этим самым определяются деформативные условия. Когда стенка ab (рис. 57, a) отодвигается, высота

массы песка уменьшается, и ее длина увеличивается. Это явление сопровождается перемещением песка относительно поверхностей ящика, с которыми он находится в соприкосновении. Если эти поверхности шероховаты, вдоль вертикальных и горизонтальных плоскостей возникнут касательные напряжения. Поскольку при активном ренкиновском состоянии сдвигающие напряжения по этим плоскостям равны нулю, это состояние не может осуществиться, если только боковые стенки и дно ящика не являются совершенно гладкими. Это требование определяет граничные условия перехода песка в ящике в активное ренкиновское состояние. Если эти условия удовлетворяются, песок перейдет в активное ренкиновское состояние, как только стенка ab достигнет положения $a'b'$. На этой стадии относительное растяжение грунта будет d_1/l . Всякое дальнейшее смещение стенки вызовет сдвиг вдоль двух систем поверхностей скольжения, показанных пунктирными линиями на рис. 57, а, однако, напряженное состояние останется неизменным.

Если стенка ab совершенно гладкая, а дно ящика шероховатое, то песок, расположенный между стенкой ab и потенциальной поверхностью скольжения be , может свободно деформироваться точно таким же образом, как и в ящике с гладким дном. Однако напряженное состояние остального песка не может существенно измениться, потому что трение вдоль дна мешает осуществлению требуемой деформации. Следовательно, перемещение стенки ab во внешнюю сторону вызывает активное ренкиновское состояние только в зоне abe , имеющей форму клина. Поскольку ширина клина возрастает от 0 у дна до l_1 поверху, относительное растяжение d_1/l , которое требуется для перехода клина в активное ренкиновское состояние, достигается, как только левая граница клина переместится от ab до $a'b'$ (рис. 57, а). Это является деформативным условием для возникновения активного ренкиновского состояния в пределах клина. Как только стенка ab выйдет за пределы этого положения, клин соскользнет вниз по направлению к внешней стороне вдоль плоской поверхности скольжения be , которая проходит под углом $45^\circ + \frac{\varphi}{2}$ к горизонтали.

Если стенку ab двигать в сторону песка и если стенки и дно ящика являются совершенно гладкими, то вся масса песка целиком переходит в пассивное ренкиновское состояние (рис. 57, б), как только стенка переместится за пределы состояния d_2 от своего первоначального положения. Плоскости скольжения составляют угол $45^\circ - \frac{\varphi}{2}$ с горизонталью. Если стенка ab совершенно гладкая, но дно стенки шероховатое, то пассивное ренкиновское состояние образуется только в пределах клинообразной зоны abc . Переход от упругого к пласти-

ческому состоянию не имеет места до тех пор, пока ab не переместится в положение $a_2'b$ или далее.

Если поперечная стенка ящика может смещаться кнаружи у дна, но закреплена у вершины, как это указано на рис. 58, то песок разрушается путем сдвига вдоль некоторой поверхности скольжения, ед-

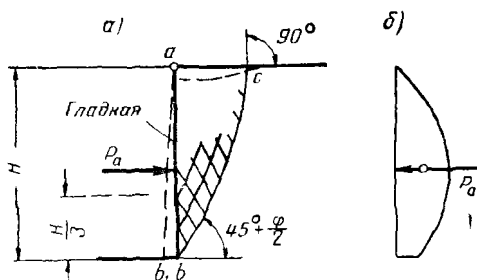


Рис. 58. Разрушение песка позади гладкой вертикальной стенки, когда деформативные условия для активного ренкиновского состояния не удовлетворяются

a — сечение по стенке и засыпке; b — давление на заднюю грань стенки

ва поворот стенки становится ощутимым, так как деформации, совместимые с упругим состоянием равновесия, являются очень небольшими. Однако даже в состоянии разрушения песок между стенкой и поверхностью скольжения не переходит в активное ренкиновское состояние, потому что верхняя часть стенки не может двигаться, и вследствие этого деформативное

условие для активного ренкиновского состояния в пределах клина скольжения не удовлетворяется.

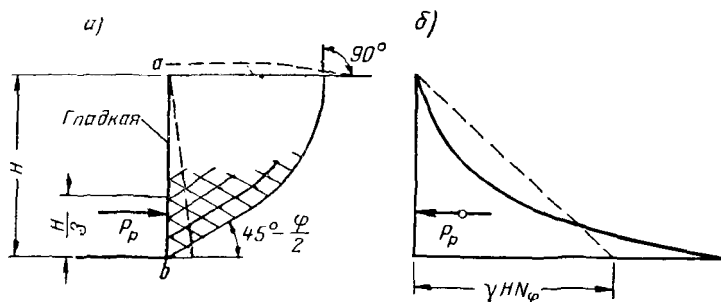


Рис. 59. Разрушение песка позади гладкой вертикальной стенки, когда деформативные условия для пассивного ренкиновского состояния не удовлетворяются

a — сечение по стенке и засыпке; b — давление на заднюю грань стенки

Теоретические и экспериментальные исследования характера разрушения, обусловленного поворотом боковой опоры относительно верхнего края, привели к выводу, что поверхность скольжения начинается в точке b (рис. 58, a) под углом $45^\circ + \frac{\varphi}{2}$ к горизонтالي и что она становится более крутой, пока не пересечет поверхность грунта под прямым углом.

Верхняя часть клина скольжения остается в состоянии упругого равновесия, пока нижняя часть клина не перейдет полностью в состояние пластического равновесия. Распределение давления на боковую стенку является примерно параболическим (рис. 58, б) вместо треугольного (рис. 56, б).

Аналогичные исследования, касающиеся влияния, вызванного смещением низа стенки в сторону грунта (рис. 59, а) показали, что поверхность скольжения образует угол $45^\circ - \frac{\varphi}{2}$ с горизонталью и что она пересекает поверхность грунта под прямым углом. Соответствующее распределение давления показано на рис. 59, б.

§ 24. ДАВЛЕНИЕ ГРУНТА ПО ТЕОРИИ РЕНКИНА

Давление грунта на подпорные стенки

Подпорные стенки служат той же цели, что и вертикальные стенки ящика, показанного на рис. 57. Грунт, примыкающий к стенке, называется засыпкой. Он всегда укладывается после того, как стенка построена. Во время отсыпки грунта стена несколько смещается под давлением. Полная величина давления зависит не только от рода грунта и от высоты стены, но также и от величины смещения стенки. Если положение стенки неизменно, то давление грунта, очевидно, постоянно сохраняет значение, близкое к давлению грунта в состоянии покоя (§ 23). Однако, как только стена начинает опрокидываться, автоматически удовлетворяется деформативное условие перехода примыкающей массы грунта из состояния покоя в активное состояние пластического равновесия. Следовательно, если подпорная стена может выдержать активное давление грунта, то она не разрушится.

Хотя задняя сторона каждой реальной подпорной стенки шероховата, приближенное значение давления грунта может быть получено на основе допущения, что она гладкая. В настоящем параграфе принято это допущение. Методы получения более точных значений будут описаны в последующих параграфах.

Активное давление сыпучего грунта на гладкие вертикальные стенки

Если поверхность песчаной засыпки горизонтальна, а задняя грань подпорной стены вертикальна и совершенно гладкая, то величина и распределение давления грунта тождественны с величиной и распределением активного давления на воображаемую плоскость ab на рис. 56, а. Поэтому давление грунта может быть вычислено на основании уже выведенных уравнений. В действительности не существует идеально гладких поверхностей. Однако уравнения, которые основываются

на этом допущении, являются такими простыми, что они находят широкое применение для определения давления грунта на реальные подпорные стенки и на другие сооружения, которые испытывают давление грунта. Позже будет показано, что шероховатость задней грани подпорной стенки обычно уменьшает активное и увеличивает пассивное давление земли.

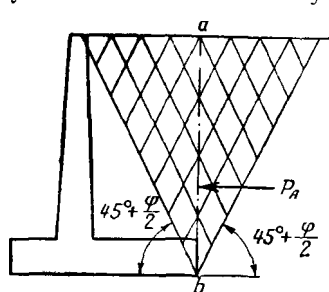


Рис. 60. Разрушение песка позади уголковой подпорной стенки; деформативные условия для активного ренкиновского состояния почти удовлетворяются

Следовательно, как правило, ошибка, связанная с этим допущением, не наносит ущерба.

Более того, в одном случае, имеющем большое практическое значение, допущение о гладкой вертикальной стенке является почти строго правильным. Этот случай иллюстрируется рис. 60, на которой показана уголковая стенка. Если такая стенка смещается под влиянием давления грунта, то песок сползает в результате сдвига вдоль двух плоскостей, имеющих углы наклона $45^\circ + \frac{\varphi}{2}$ к горизонтالي. В

пределах клинообразной зоны, расположенной между этими двумя плоскостями, песок находится в активном ренкиновском состоянии, и в вертикальной плоскости ab , проходящей через нижнюю часть стены, полностью отсутствуют касательные напряжения. Следовательно, давление земли на эту плоскость тождественно давлению на гладкую вертикальную стену.

Если песчаная засыпка совершенно сухая, то активное давление на гладкую вертикальную стенку на любой глубине z будет:

$$p_h = \gamma z \frac{1}{N_\varphi}. \quad (23.5)$$

Оно увеличивается пропорционально глубине, как на это указывает треугольная эпюра давления abc (рис. 57, a). Полное давление на стенку будет

$$P_A = \int_0^H p_h dz = \frac{1}{2} \gamma H^2 \frac{1}{N_\varphi}. \quad (24.1)$$

Точка приложения P_A находится на высоте $H/3$ над b .

Если стенка смещается в положение a'_2b (рис. 57, b), то давление p_h на стенку принимает значение, соответствующее пассивному ренкиновскому состоянию:

$$p_h = \gamma z N_\varphi, \quad (23.6)$$

а полное давление на стенку становится равным

$$P_P = \int_0^H p_h dz = \frac{1}{2} \gamma H^2 N_\varphi. \quad (24.2)$$

Активное давление частично подтопленного песка, несущего равномерно распределенную нагрузку

На рис. 61, а линия ab обозначает гладкую вертикальную заднюю грань стены, имеющей высоту H . Эффективный объемный вес песка, когда он сухой, равен γ_d , а когда он взв-

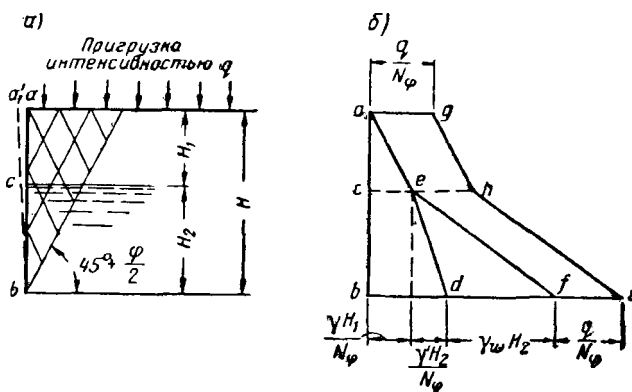


Рис. 61. Активное давление частично подтопленного песка, несущего равномерную нагрузку

a — сечение по стенке и засыпке; b — давление на заднюю грань стенки

шен — γ' (см. § 12). Удельный вес воды составляет γ_w . Поверхность горизонтальной засыпки несет равномерно распределенную нагрузку интенсивностью q . В пределах засыпки зеркало воды находится на глубине H_1 от гребня стены. Угол внутреннего трения как сухого, так и насыщенного водой песка принимается равным φ .

Так как стена перемещается из положения ab в положение $a'b'$, то давление на ее заднюю грань уменьшается от значения давления грунта в состоянии покоя до значения активного ренкиновского давления. В конце § 22 было показано, что влияние давления поровой воды на эффективное напряжение в песке может быть учтено путем принятия для подтопленной части песка взвешенного объемного веса γ' [уравнение (12.6)]. В пределах глубины H_1 давление на стену, обусловленное весом примыкающего песка, выражается треугольником ase на рис. 61, б. На любой глубине z'

ниже уровня воды действительное вертикальное давление на горизонтальное сечение в песке будет

$$p_v = H_1 \gamma + z' \gamma'.$$

Для соответствующего горизонтального активного ренкиновского давления мы получаем с помощью уравнения (23.5)

$$p_h = \frac{p_v}{N_\varphi} = (H_1 \gamma + z' \gamma') \frac{1}{N_\varphi}. \quad (24.3)$$

Полное эффективное горизонтальное давление ниже уровня воды представлено площадью $bced$ на рис. 61, б. К этому давлению необходимо прибавить полное давление воды

$$P_w = \frac{1}{2} \gamma_w H_2^2,$$

которое действует на нижнюю часть ob стенки. На рис. 61, б давление воды представлено треугольником def .

Если засыпка поддерживает равномерно распределенную нагрузку q , то эффективное вертикальное напряжение p_v возрастает на любой глубине на q , и соответствующее горизонтальное активное ренкиновское давление возрастает на

$$\Delta p_h = \frac{q}{N_\varphi}. \quad (24.4)$$

На рис. 61, б давление, вызванное нагрузкой q , выражается площадью $aejihg$.

Активное давление связных грунтов на гладкие вертикальные поверхности

На рис. 62, а линия ab обозначает гладкую вертикальную грань стенки, к которой примыкает связный грунт с объемным весом γ . Сопротивление грунта сдвигу определяется уравнением

$$s = c + p \operatorname{tg} \varphi, \quad (15.2)$$

которое согласно § 22 действительно для сухого или влажного связного грунта, расположенного над уровнем воды. Соотношение между экстремальными значениями главных напряжений в таких грунтах определяется выражением

$$p_c + q_c = p_c N_\varphi + 2c \sqrt{N_\varphi}, \quad (16.5)$$

где $p_c + q_c$ и q_c — соответственно наибольшее и наименьшее главные напряжения;

$$N_\varphi = \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) \quad (16.6)$$

является показателем течения.

В § 16 было показано, что поверхности скольжения пересекают направление наименьшего главного напряжения под

углом $45^\circ + \frac{\varphi}{2}$ независимо от значения c [уравнение (15.2)].

Поскольку задняя грань стенки гладкая, то вертикальное главное напряжение на глубине z от горизонтальной поверхности засыпки будет $p_v = \gamma z$. До того как стенка ab переместится, на нее действует давление грунта в состоянии покоя. В этом состоянии горизонтальное напряжение p_h является наименьшим главным напряжением. Перемещение стенки во внешнюю сторону в положение $a_1'b$ и за его пределы уменьшает p_h до значения, соответствующего активному ренкиновскому давлению. В результате подстановки $p_v = p_c + q_c = \gamma z$ и $p_h = p_c$ в уравнение (16.5) мы получаем

$$p_h = \gamma z \frac{1}{N_\varphi} - 2c \frac{1}{\sqrt{N_\varphi}}. \quad (24.5)$$

Это напряжение на любой глубине z обозначается горизонтальным расстоянием между линиями ab и cd на рис. 62, б. На глубине

$$z_0 = \frac{2c}{\gamma} \sqrt{N_\varphi} \quad (24.6)$$

напряжение $p_h = 0$. На глубине, меньшей чем z_0 , давление на стенку будет отрицательным, если только не возникнет трещина между стеной и верхней частью грунта. Полное давление грунта на стену будет

$$\begin{aligned} P_A &= \int_0^H p_h dz = \\ &= \frac{1}{2} \gamma H^2 \frac{1}{N_\varphi} - 2c \frac{H}{\sqrt{N_\varphi}}. \end{aligned} \quad (24.7)$$

Если стена имеет высоту

$$H = H_c = \frac{4c}{\gamma} \sqrt{N_\varphi} = 2z_0, \quad (24.8)$$

то полное давление грунта P_A будет равно нулю. Следовательно, если высота вертикального откоса будет меньше чем H_c , то он должен быть устойчивым и без подпорной стенки. Однако давление на стену увеличивается от $-2c/\sqrt{N_\varphi}$ у

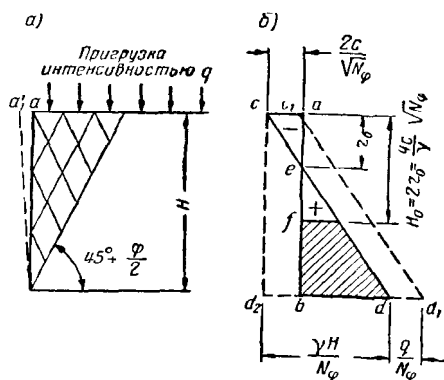


Рис. 62. Разрушение глины позади гладкой вертикальной стенки, когда деформативные условия для активного давления грунта удовлетворяются

a — сечение по стенке и засыпке; b — давление на заднюю грань стенки

гребня до $+2c/\sqrt{N_\varphi}$ на глубине H_c , тогда как на вертикальной поверхности свободного откоса нормальные напряжения в каждой точке равны нулю. Вследствие этого различия максимальная глубина, которой может достигать выемка без крепления ее вертикальных стенок, будет несколько меньше, чем H_c (см. § 31).

Для мягкой глины $\varphi=0$ и $N_\varphi = \operatorname{tg}^2(45 + \frac{\varphi}{2}) = 1$. Поэтому

$$P_A = \frac{1}{2} \gamma H^2 - 2cH \quad (24.9)$$

и

$$H_c = \frac{4c}{\gamma}. \quad (24.10)$$

Поскольку возникновение сцепления между грунтом и стенкой не всегда может иметь место, обычно принимают, что активное давление связных грунтов на подпорные стенки равно площади треугольной эпюры bde , равной площади cdd_2 минус площадь $cebd_2$ (рис. 62, б).

Поэтому

$$P_A = \frac{1}{2} \gamma H^2 \frac{1}{N_\varphi} - 2cH \frac{1}{\sqrt{N_\varphi}} + \frac{2c^2}{\gamma}. \quad (24.11)$$

Для мягкой глины $\varphi=0^\circ$ и

$$P_A = \frac{1}{2} \gamma H^2 - 2cH + \frac{2c^2}{\gamma}. \quad (24.12)$$

Пассивное давление связных грунтов на гладкие вертикальные поверхности

Если поверхность ab стены или сооружения, которое поддерживает грунт с равномерно распределенной нагрузкой q , смещается в направлении засыпки, как это указано на

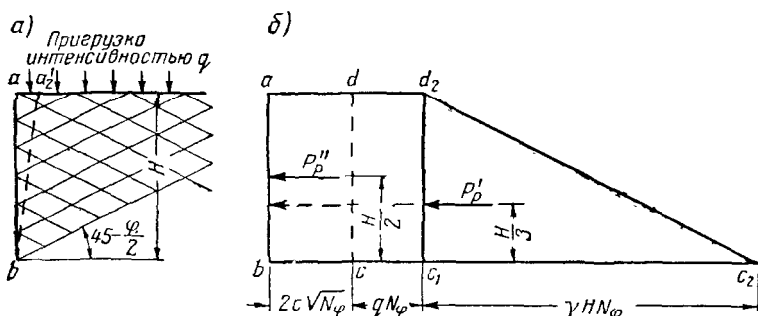


Рис. 63. Разрушение глины позади гладкой вертикальной стены, когда деформативные условия для пассивного давления грунта удовлетворяются

a — сечение по стенке и засыпке; b — давление на заднюю грань стенки

рис. 63, *a*, то горизонтальное главное напряжение p_h возрастает и становится бóльшим, чем p_v . Как только ab принимает положение $a_2'b$, которое соответствует деформативному условию для пассивного ренкиновского состояния, условия напряженности будут соответствовать разрушению [уравнение (16.5)]. Поскольку p_h обозначает наибольшее главное напряжение, мы можем подставить $p_v = p_c = \gamma z + q$ в уравнение (16.5). Получаем:

$$p_h = \gamma z N_\varphi + 2c \sqrt{N_\varphi} + q N_\varphi. \quad (24.13)$$

Напряжение p_h может быть разложено на две части. Одна из них

$$p'_h = \gamma z N_\varphi$$

возрастает аналогично гидростатическому давлению, т. е. пропорционально глубине. На рис. 63, *б* напряжения p'_h выражены треугольной эпюрой $c_1 c_2 d_2$ с площадью

$$P'_P = \frac{1}{2} \gamma H^2 N_\varphi. \quad (24.14)$$

Точка приложения P'_P находится на уровне $H/3$ над *b*. Величина P'_P представляет собой полное пассивное давление сыпучего грунта с углом внутреннего трения φ и с объемным весом γ .

Вторая часть p_h будет

$$p''_h = 2c \sqrt{N_\varphi} + q N_\varphi.$$

Эта часть не зависит от глубины. Она обозначается прямоугольной эпюрой $abc_1 d_2$ (рис. 63, *б*). Полное давление равно площади прямоугольника. Следовательно:

$$P''_P = H (2c \sqrt{N_\varphi} + q N_\varphi). \quad (24.15)$$

Точка приложения P''_P находится посредине ab . Поскольку в уравнение (24.15) не входит объемный вес γ , значение P''_P может быть вычислено при допущении, что засыпка невесома. Из уравнений (24.14) и (24.15) мы находим, что полное пассивное давление грунта составляет

$$P_P = P'_P + P''_P = \frac{1}{2} \gamma H^2 N_\varphi + H (2c \sqrt{N_\varphi} + q N_\varphi). \quad (24.16)$$

Согласно приведенным выше рассуждениям P_R может быть вычислено с помощью двух независимых друг от друга операций. Во-первых, P'_R вычисляется на основании допущения, что сцепление и дополнительная нагрузка равны нулю ($c=0, q=0$). Точка приложения P'_R находится на одной трети H снизу. Во-вторых, P''_R вычисляется при допущении, что объемный вес засыпки равен нулю ($\gamma=0$). Точка приложения P''_R находится посередине H . В последующих параграфах эта простая процедура неоднократно используется для определения точки приложения пассивного давления связных грунтов. Подразделение P_R на две части (P'_R и P''_R), строго говоря, правильно только в том случае, если задняя грань стены вертикальная и совершенно гладкая. Для всех других условий этот прием является приближенным.

Задачи

1. Стена с гладкой вертикальной задней гранью высотой 3 м поддерживает массу сухого несвязного песка с горизонтальной поверхностью. Песок имеет объемный вес $1,81 \text{ т/м}^3$ и угол внутреннего трения 36° . Чему приблизительно равно полное давление на стену, если исключена возможность ее смещения, а также если стена может сдвинуться достаточно далеко, чтобы удовлетворить деформативным условиям для активного ренкиновского состояния?

Ответ. От $3,25 \text{ т/м}$ до $4,07 \text{ т/м}$; $2,12 \text{ т/м}$.

2. Зеркало воды позади стены, описанной в задаче 1, поднимается до уровня на 1,2 м ниже гребня. Взвешенный объемный вес песка составляет $1,06 \text{ т/м}^3$. Если деформативные условия для активного ренкиновского состояния удовлетворяются, то чему равно полное давление земли и воды на стену? На какой высоте над основанием действует результирующая давлений земли и воды?

Ответ. $3,41 \text{ т/м}$; $0,86 \text{ м}$.

3. Чему равно полное боковое давление на сдвигающуюся стену в задаче 1, если масса песка поддерживает равномерно распределенную нагрузку 2 т/м^2 ? На какой высоте над подошвой стены находится центр давления?

Ответ. $3,68 \text{ т/м}$; $1,22 \text{ м}$.

4. Пространство между двумя подпорными стенками с гладкими задними гранями заполнено песком, имеющим объемный вес $1,81 \text{ т/м}^3$. Фундаменты стен связаны между собой железобетонным полом, а гребни стен — тяжелыми стальными поперечными связями. Стены имеют высоту 4,5 м и расположены на расстоянии 15 м друг от друга. Поверхность песка используется как склад для чугунных болванок, нагрузка от которых равна $1,5 \text{ т/м}^2$. Если коэффициент давления земли в состоянии покоя составляет $K_0=0,5$, то чему равняется полное давление на стены до и после приложения дополнительной нагрузки?

Ответ. $9,1 \text{ т/м}$; $12,5 \text{ т/м}$.

5. Такая же стена, что и в задаче 1, поддерживает грунт, обладающий сцеплением, равным $0,1 \text{ кг/см}^2$, и объемным весом $1,76 \text{ т/м}^3$. Значение φ равно нулю. Чему равно полное активное ренкиновское давление на стену? На каком расстоянии над подошвой расположен центр давления? На какой глубине интенсивность давления равна нулю?

Ответ. $1,92 \text{ т/м}$; $-0,34 \text{ м}$; $1,14 \text{ м}$.

6. В процессе экскавации пластической глины образовался вертикальный откос. Объемный вес глины $1,92 \text{ т/м}^3$. Когда глубина выемки дости-

гла 5,4 м, откос рухнул. Принимая $\varphi = 0$, найти среднее значение сцепления глины?

Ответ. 0,26 кг/см².

7. Гладкая вертикальная стена высотой 6 м смещается давлением массы грунта, имеющей горизонтальную поверхность и сопротивление сдвигу, заданное уравнением Кулона, в котором $c = 0,2$ кг/см², а $\varphi = 15^\circ$. Объемный вес грунта составляет 1,92 т/м³. Его поверхность поддерживает равномерную нагрузку в 1 т/м². Чему равно полное пассивное ренкинское давление? Чему равняется расстояние от подошвы стены до центра давления? Определить интенсивность бокового давления у подошвы стены.

Ответ. 10,1 т/м; 2,4 м; 2,68 т/м².

§ 25. ВЛИЯНИЕ ТРЕНИЯ ПО СТЕНЕ НА ФОРМУ ПОВЕРХНОСТИ СКОЛЬЖЕНИЯ

Принимается, что задняя грань стены на рис. 64, а является шероховатой. В других отношениях она тождественна стене, показанной на рис. 57, а. Засыпка состоит из чистого песка. Если стена перемещается во внешнем направлении, то клин скольжения опускается, и песок движется вниз вдоль задней грани. Движение песка вниз относительно стены создает силы трения, которые вызывают отклонение результирующего активного давления грунта под углом δ относительно нормали к стене. Этот угол называется углом внешнего трения. Он считается положительным, когда касательная компонента результирующей реакции действует по направлению вверх (рис. 64, а). Теоретический анализ, так же как и практический опыт, показали, что соответствующая поверхность скольжения bc состоит из искривленной нижней части

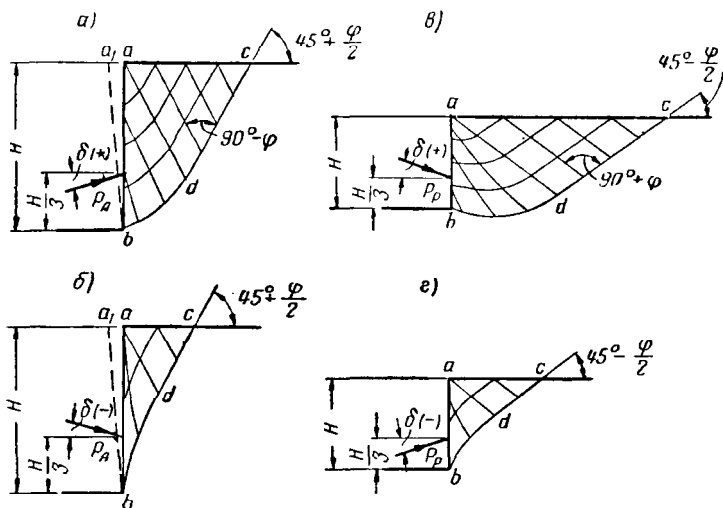


Рис. 64. Сетка линий скольжения в случае разрушения песка позади шероховатой вертикальной стенки

и прямой верхней части. В пределах площади adc сетка скольжения идентична сетке активного ренкиновского состояния (рис. 57, а). В пределах площади adb сетка скольжения состоит из двух систем кривых.

Если стена опускается вниз по отношению к засыпке, например, под действием тяжелой нагрузки на ее гребне, то значение δ становится отрицательным, и кривизна нижней части поверхности скольжения будет обратной, как это показано на рис. 64, б.

Если стенку прижимать к грунту, то ее движению препятствует пассивное давление. Если вес стены больше, чем трение между песком и стеной, то песок поднимается относительно стены, и результирующее пассивное давление грунта действует под углом δ с нормалью к задней грани стены. Касательная компонента этой силы стремится помешать поднятию песка. В данном случае угол δ (рис. 64, в) будет положительным. Плоская часть поверхности скольжения поднимается под углом $45^\circ - \frac{\varphi}{2}$ к горизонтали. В пределах равнобедренного треугольника adc сетка скольжения идентична сетке, показанной на рис. 57, б, а материал находится в пассивном ренкиновском состоянии. В пределах площади adb обе системы линий скольжения являются кривыми.

Если вес стены меньше, чем трение между песком и стеной, то угол между нормалью к задней грани и равнодействующей пассивного давления будет меньше, чем δ . Наконец, если на стену действует сверху вниз сила, равная сумме веса стены и силы трения между песком и стеной, то равнодействующая пассивного давления направлена, как показано на рис. 64, г, а угол трения по стене считается отрицательным. Кривизна нижней части поверхности скольжения является обратной.

Деформативные условия для пластических состояний, представленных сетками скольжения на рис. 64, а и б, требуют определенного минимального удлинения каждого горизонтального элемента клина. Деформативные условия для пластических состояний, представленных на рис. 64, в и г, требуют определенного минимального сжатия каждого горизонтального элемента. Эти условия эквивалентны условиям образования активного и пассивного ренкиновских состояний в засыпке за совершенно гладкой стенкой, как это было показано на рис. 57, а и б.

§ 26. АКТИВНОЕ ДАВЛЕНИЕ ГРУНТА НА ПОДПОРНЫЕ СТЕНКИ ПО ТЕОРИИ КУЛОНА

Введение

Поскольку задняя грань каждой подпорной стенки является более или менее шероховатой, то граничные условия, при

которых применима теория Ренкина, редко удовлетворяются. Поэтому расчеты давления грунта, основывающиеся на этой теории, обычно содержат ощутительные ошибки. Большинство из этих ошибок можно избежать, используя теорию Кулона. Метод Кулона может быть приспособлен к любым граничным условиям, но зато он основан на упрощающем допущении, касающемся формы поверхности скольжения. Однако ошибка, обусловленная этим допущением, обычно незначительна по сравнению с ошибкой, связанной с использованием теории Ренкина.

Когда граничные условия, требуемые теорией Ренкина, удовлетворяются, обе теории приводят к тождественным результатам.

Как теория Кулона, так и теория Ренкина основываются на предположениях, что стена может свободно перемещаться в положение a_1b или за его пределы (рис. 64, a) и что вода, содержащаяся в порах грунта, не оказывает сколько-нибудь заметного фильтрационного давления. Точно так же, очевидно, должно быть принято, что характеристики грунта, которые входят в уравнения, имеют определенные значения, которые могут быть найдены тем или иным путем.

Теория Кулона

Поверхность скольжения в засыпке реальной подпорной стенки незначительно искривлена, как это показано на рис. 64, a и b .

Чтобы упростить вычисления, Кулон принял, что она плоская. Ошибка, обусловленная пренебрежением кривизной, однако, очень незначительна.

Силы, которые действуют на клин скольжения, показаны на рис. 65, a . Предположим, что прямая bc_1 представляет собой след поверхности скольжения. Клин abc_1 находится в равновесии под действием силы веса W_1 , реакции стенки P_1 и реакции грунта F_1 . Сила F_1 действует под углом φ с нормалью к bc_1 , так как принимается, что вдоль поверхности скольжения трение развивается полностью. Если подпорная стена опирается на жесткое основание, то сила P_1 отклоняется от нормали к задней грани стены на угол внешнего трения $+\delta$ (сплошная стрелка на рис. 65, a). С другой стороны, если стена может дать большую осадку, чем засыпка, то сила P_1 будет наклонена под углом $-\delta$, как это показано пунктирной стрелкой. Если величина W_1 , а также направления всех трех сил известны, то давление грунта P_1 может быть определено из многоугольника сил (рис. 65, b). Так как неизвестно, является ли bc_1 действительно поверхностью скольжения, то аналогичные построения делаются, чтобы определить давление грунта P_2 , P_3 и т. д. для других произвольно выбранных поверхностей bc_2 , bc_3 и т. д. (на

рисунке не показано). Максимальное значение давления грунта, полученное таким образом, равно активному давлению P_A .

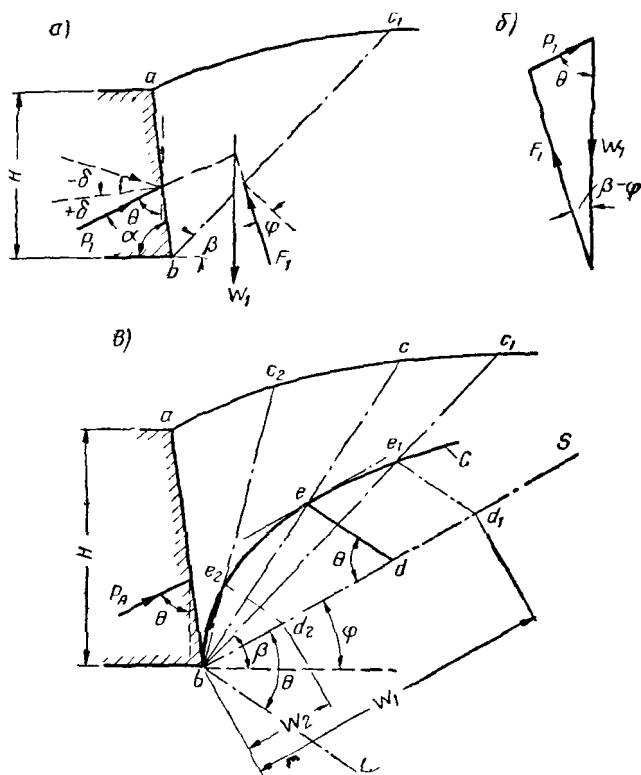


Рис. 65

a и b — схемы, иллюстрирующие основные допущения теории активного давления земли по Кулону; c — графический метод Кульмана для определения активного давления песка

Графическое построение Кульмана

Кульман разработал удобный прием выполнения графического построения, описанного выше. Он иллюстрируется рис. 65, b . Первый шаг в способе Кульмана состоит в том, чтобы начертить линию bS , которая проходит через нижнюю точку задней грани стены под углом φ к горизонтальному основанию засыпки. Она называется откосной линией, потому что соответствует поверхности откоса сыпучего материала засыпки при угле естественного откоса φ . Следующий шаг заключается в том, чтобы найти основную линию bL , которая находится ниже откосной линии и пересе-

кает последнюю под углом θ . Угол θ равен углу между вертикалью и направлением давления грунта P_A , как это показано на рис. 65. Он зависит от угла внешнего трения δ и наклона α задней грани стены.

Чтобы определить давление грунта P_1 , оказываемое клином, расположенным над произвольной плоской поверхностью скольжения bc_1 , вначале необходимо вычислить вес W_1 этого клина. Этот вес откладывается вдоль bS в любом удобном масштабе. Так получается точка d_1 . Затем параллельно bL проводится линия d_1e_1 . Поскольку треугольник e_1d_1b на рис. 65, в подобен треугольнику сил на рис. 65, б, отрезок d_1e_1 изображает давление грунта, соответствующее поверхности скольжения bc_1 . Чтобы найти действительное давление грунта P_A , указанное построение повторяется для нескольких плоскостей (bc_2 и т. д.) Точки e_1, e_2 и т. д. соединяются кривой C , называемой линией Кульмана. Параллельно bS проводится касательная к C . Отрезок ed дает P_A , и искомая поверхность скольжения проходит через точку e .

Давление грунта, вызванное линейной нагрузкой

На рис. 66 показана стенка, поддерживающая песчаную засыпку с наклонной поверхностью. На расстоянии ac' от гребня стены на засыпке находится нагрузка интенсивностью q' на единицу длины линии, параллельной гребню. Способ определения активного давления грунта на стену в этом случае является в сущности тем же самым, что и способ, показанный на рис. 65, в. Однако, если правая грань клина пересекает поверхность грунта справа от c' , то расстояние, которое должно быть отложено на откосной линии bS , пропорционально весу клина скольжения вместе с линейной нагрузкой q' (рис. 66).

Если бы не было дополнительной нагрузки, то линия Кульмана C (пунктирная кривая) на рис. 66 соответствовала бы линии C на рис. 65, в. Если поверхность несет линейную нагрузку q' в некоторой точке c' , то линия Кульмана состоит из двух частей. Часть слева от плоскости bc' тождественна C , потому что клинья, ограниченные плоскостями слева от bc' , не несут никакой нагрузки. С правой стороны от bc' линия Кульмана для нагруженной засыпки расположена выше C , как это указано сплошной кривой C' на рис. 66, так как каждый клин, ограниченный плоскостью справа от bc' , подвергается действию нагрузки q' . Поэтому полная линия Кульмана состоит из кривой C слева от bc' и кривой C' справа. Она имеет разрыв на плоскости bc' , которая проходит через точку приложения линейной нагрузки.

Если последняя расположена слева от c_2' , то величина

активного давления, производимого нагруженной засыпкой, соответствует максимальному расстоянию между линией Кульмана C' и откосной линией bs , измеренному по направлению, параллельному основной линии bL . Если линейная нагрузка действует в любом месте поверхности засыпки между точками a и c'' , то максимальное расстояние будет

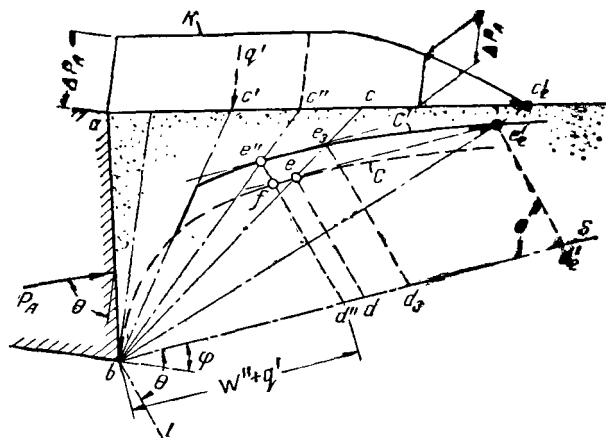


Рис. 66. Графический метод Кульмана для определения активного давления песчаной засыпки, несущей линейную нагрузку

$d''e''$. Поэтому скольжение происходит вдоль плоскости bc'' , которая проходит через e'' . Расстояние $e''f$ обозначает ту часть ΔP_A активного давления грунта, которая обусловлена линейной нагрузкой q' .

Ординаты кривой K (рис. 66) по отношению к поверхности засыпки дают значения ΔP_A , соответствующие различным положениям c' , в которых может находиться q' . Между a и c'' линия K является прямой, параллельной поверхности засыпки, так как ΔP_A не зависит от положения q' между этими двумя точками.

Если q' перемещается от c'' к c , то линия Кульмана состоит из пунктирной кривой C слева от bc и из сплошной кривой C' справа. Максимальное значение P давления земли представлено линией e_3d_3 . Плоскость скольжения проходит через точку e_3 и пересекает поверхность засыпки по линии приложения q' . Если линия приложения q' перемещается вправо, то значение ΔP_A непрерывно уменьшается, как на это указывают ординаты кривой K (рис. 66), пока у c_2' оно не станет равным нулю.

Наконец, если линия действия q' находится в c_2' , то давление грунта $e_2'd_2'$, определенное с помощью кривой C' ,

равно значению активного давления грунта ed , когда не имеется дополнительной нагрузки. Если q' перемещается вправо от c_2' , то давление, определенное с помощью C' , становится меньше, чем ed . Следовательно, если линейная

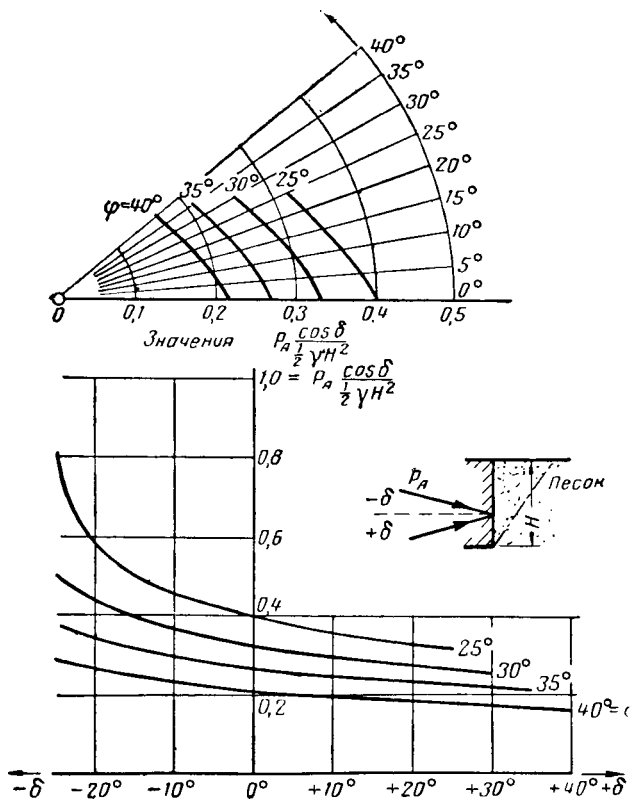


Рис. 67. Графики для определения коэффициентов при расчете активного давления грунта

нагрузка действует с правой стороны c_2' , то она не оказывает больше никакого влияния на активное давление грунта, и поверхность скольжения имеет то же положение bc , какое она имеет при засыпке, не несущей никакой дополнительной нагрузки. Чем больше линейная нагрузка q' , тем дальше c_2' сдвигается вправо. Поэтому расстояние, в пределах которого q' оказывает влияние на давление грунта, зависит от величины q' .

Метод Кульмана применяют главным образом в тех случаях, когда стена имеет наклонную или ломаную заднюю грань, или когда засыпка имеет неправильную поверхность

либо несет дополнительную нагрузку. Если вертикальная стена поддерживает несвязную засыпку с горизонтальной поверхностью, то более целесообразно получать значение P_A из графиков, построенных для этой цели. На рис. 67 приведено два различных графика этого типа.

Задачи

1. Вертикальная подпорная стенка высотой 6 м поддерживает сыпучую засыпку с объемным весом $1,84 \text{ т/м}^3$. Поверхность засыпки поднимается от гребня стены под углом в 20° к горизонтали. Угол внутреннего трения составляет 28° , а угол внешнего трения по стенке равен 20° . Найти по методу Кульмана полное активное давление земли на стену.

Ответ. $15,5 \text{ т/м}$.

2. Консольная подпорная стенка имеет высоту 10 м. Она поддерживает насыпь из железной руды. Стена имеет поперечное сечение, симметричное относительно вертикальной осевой линии. У вершины ее ширина составляет 1,8 м, а у основания — 3,6 м. От точки, расположенной на 1,2 м ниже гребня стенки, поверхность засыпки поднимается под углом 35° к горизонтали до максимальной высоты 19,5 м над подошвой стенки. Далее поверхность засыпки горизонтальна. Если $c = 0$ и $\varphi = \delta = 36^\circ$, а γ составляет $2,56 \text{ т/м}^3$, чему равняется полное боковое давление руды на стенку? Если полная боковая сила, действующая на стенку, воспринимается стальными тяжами, имеющими сечение $7,5 \times 7,5 \text{ см}$ и испытывающими растягивающее напряжение 1890 кг/см^2 , то какое при этом требуется расстояние между тяжами?

Ответ. $72,7 \text{ т/м}$; 1,5 м.

3. Вертикальная стена высотой 5,4 м поддерживает несвязную засыпку с объемным весом $1,68 \text{ т/м}^3$. Поверхность засыпки горизонтальная. Значения φ и δ составляют соответственно 31° и 20° . Засыпка несет две линейные нагрузки по 3 т/м, параллельные гребню стены, на расстояниях соответственно 2,4 и 3,9 м. Требуется вычислить значение полного активного давления грунта на стену. Определить горизонтальное расстояние от задней грани стены до точки, в которой поверхность скольжения пересекает поверхность засыпки.

Ответ. $9,4 \text{ т/м}$; 3,9 м.

4. Подпорная стена высотой 4,5 м с вертикальной задней гранью поддерживает горизонтальную песчаную насыпь, имеющую объемный вес $1,84 \text{ т/м}^3$ и угол внутреннего трения φ , равный 32° . Значение δ составляет 20° . Вертикальная нагрузка 7,44 т на 1 м должна быть приложена вдоль линии, параллельной гребню стены. Чему равняется минимальное горизонтальное расстояние, на котором должна находиться нагрузка от задней грани стены без увеличения давления грунта на стену?

Ответ. 4,9 м.

5. Если засыпка в задаче 3 не несет никакой дополнительной нагрузки, то чему равняется величина активного давления грунта. Сопоставить графический расчет по Кульману с результатом расчета по графикам (рис. 67).

Ответ. $7,2 \text{ т/м}$.

§ 27. ТОЧКА ПРИЛОЖЕНИЯ ДАВЛЕНИЯ ГРУНТА

Способ, описанный в § 26, позволяет определить величину полного давления грунта при условии, если его направление известно. Однако этот способ не позволяет установить точку приложения давления. Чтобы ответить на этот вопрос, Кулон принял, что каждая точка на задней грани стены является основанием возможной поверхности скольжения. На-

пример, точка d на кривой ab на рис. 68, a обозначает нижний конец возможной поверхности скольжения de . Давление грунта P_A на ad может быть вычислено по способу Кульмана, как это описано в § 26. Если глубина основания

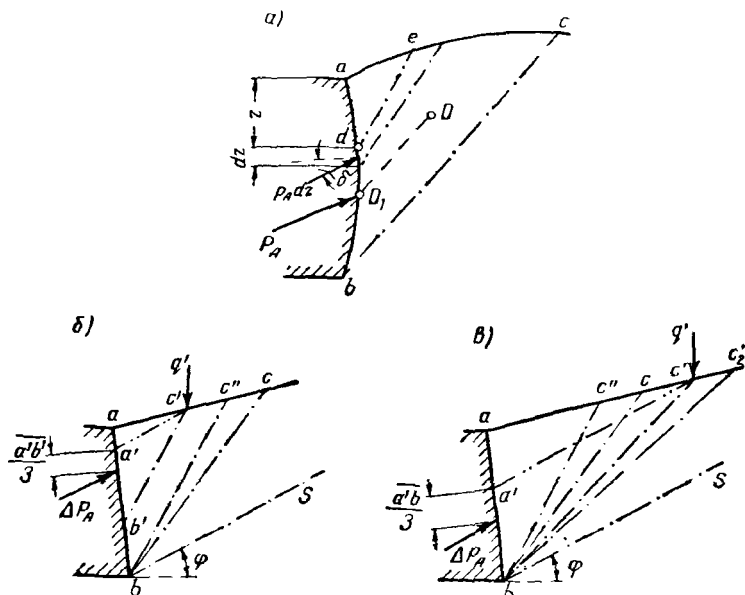


Рис. 68. Схемы упрощенного определения точки приложения равнодействующей активного давления грунта

поверхности скольжения увеличивается от z до $z+dz$, то давление земли возрастает на

$$dP_A = p_A dz,$$

где p_A является средней интенсивностью давления на участке dz . Поэтому

$$p_A = \frac{dP_A}{dz}. \quad (27.1)$$

С помощью этого уравнения может быть найдено распределение давления грунта по задней грани стены. Когда распределение известно, точка приложения равнодействующей может быть найдена с помощью соответствующего аналитического или графического метода. В любой точке линия действия давления p_A составляет угол δ с нормалью к задней грани стены.

Практически этот метод является довольно громоздким. Поэтому употребляются упрощенные приемы, которые дают приблизительно те же результаты. Например, на рис. 68, *a* точка приложения O_1 находится приблизительно у точки пересечения задней грани стены и линии OO_1 , которая параллельна поверхности скольжения bc и которая проходит через центр тяжести O клина скольжения abc .

Рис. 68, *b* и *в* иллюстрируют упрощенный метод определения положения точки приложения дополнительного давления ΔP_A , вызванного линейной нагрузкой q' . Линии bc , bc'' и т. д. соответствуют линиям bc , bc'' и т. д. на рис. 66. Если q' действует между a и c'' (рис. 68, *b*), то $b'c'$ проводится параллельно плоскости скольжения bc'' и $a'c'$ проводится параллельно bS , т. е. откосной линии (рис. 66). Сила ΔP_A действует в основании верхней трети участка $a'b'$. Если q' действует между c'' и c_2' , то $a'c'$ проводится параллельно bS , а ΔP_A действует в основании верхней трети участка $a'b$, как это показано на рис. 68, *в*.

Все эти приемы основываются на допущении Кулона, что через каждую точку на задней грани стены может проходить поверхность скольжения. Это допущение оправдывается по отношению к подпорным стенам, потому что ни одна стена не может разрушиться, не испытав такой подвижки, при которой удовлетворяются деформативные условия пластического состояния. Однако Кулон не указал этих деформативных условий. Вследствие этого его теория обычно использовалась для вычисления активного давления грунта на боковые ограждения и в тех случаях, когда не удовлетворялись деформативные условия, как например, при креплении котлованов (см. § 32). Поскольку было установлено, что в таких случаях результаты расчетов не совпадают с действительностью, многие опытные инженеры приходили к выводу, что теория, как таковая, является ненадежной. Поэтому следует особо подчеркнуть, что теория Кулона не менее удовлетворительна, чем любая другая теория в строительной механике, если только удовлетворяются требуемые деформативные условия.

Задачи

1. На каком расстоянии от низа подпорной стены в задаче 2, § 26, действует равнодействующая давления грунта?

Ответ. 3,28 м.

2. Требуется определить точку приложения добавочного давления грунта, обусловленного каждой из двух линейных нагрузок в задаче 3, § 26, при допущении, что влияние каждой из двух нагрузок может рассматриваться отдельно.

Ответ. 3 м; 2,05 м от подошвы стены.

§ 28. ПАССИВНОЕ ДАВЛЕНИЕ ГРУНТА НА ШЕРОХОВАТЫЕ КОНТАКТНЫЕ ПОВЕРХНОСТИ

Определение

В самом широком смысле термин «пассивное давление грунта» означает сопротивление массы грунта перемещению при действии бокового давления. Боковое давление на грунт

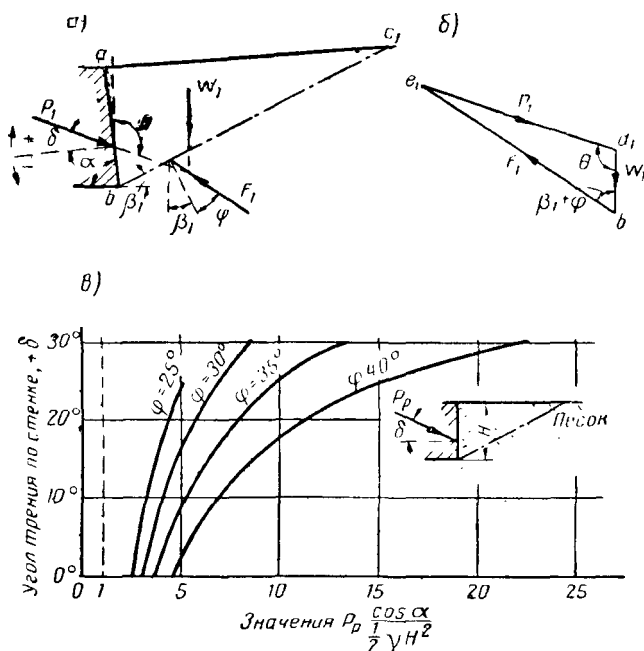


Рис. 69

а и б — схемы, иллюстрирующие основные допущения теории пассивного давления грунта по Кулону; в — график для определения коэффициентов при расчете пассивного давления грунта

может создаваться фундаментом подпорной стены, внешней стороной нижней части шпунтового ограждения, массивом из кладки (например, устоем арки), либо также массивом грунта, который развивает горизонтальное давление, когда он несет вертикальную нагрузку. Грунт под загруженным фундаментом ведет себя именно таким образом. Поскольку устойчивость почти любого бокового ограждения и несущая способность всякого мелко заложённого фундамента зависят в известной степени от пассивного давления грунта, то расчет этого давления имеет первостепенное практическое значение.

Поверхность соприкосновения между грунтом и конструкцией, которая оказывает горизонтальное давление, называется контактной поверхностью. Кулон рассчитал пассивное давление грунта на шероховатую контактную поверхность на основании упрощающего допущения, что поверхность скольжения является плоской (рис. 69, *a* и *b*). Однако ошибка, обусловленная этим допущением, не идет в запас устойчивости. Если угол внешнего трения небольшой, то поверхность скольжения в действительности будет почти плоской, и ошибка в этом случае является терпимой. Однако если δ велико, то ошибка будет чрезмерной, и в этом случае методом Кулона пользоваться не следует.

Пассивное давление песка по теории Кулона

Значение пассивного давления грунта по Кулону может быть определено графически способом Кульмана. Проведение этого определения тождественно с описанным в § 26, за исключением того, что откосная линия bS (рис. 65, *в*) должна быть проведена под углом книзу, а не кверху, от горизонтали.

Рис. 69, *в* иллюстрирует влияние угла внешнего трения δ на величину пассивного давления грунта по Кулону. Согласно графику, давление быстро увеличивается с увеличением угла внешнего трения. Однако, если δ больше, чем примерно $\varphi/3$, то поверхность скольжения сильно искривляется (рис. 64, *в*). Вследствие этого ошибка, вызванная допущением Кулона о плоской поверхности, быстро возрастает. Для $\delta = \varphi$ она может достигать до 30%. Следовательно, для значений δ больших, чем $\varphi/3$, должна приниматься во внимание кривизна поверхности скольжения.

Пассивное давление связных грунтов

Чтобы продемонстрировать методы определения пассивного давления грунта без допущения о плоской поверхности скольжения, рассмотрим задачу, приведенную на рис. 70. На этом рисунке ab является контактной поверхностью, которая смещается в сторону массива идеального связного грунта. Сопротивление сдвигу этого грунта определяется уравнением

$$s = c + p \operatorname{tg} \varphi. \quad (15.2)$$

Поверхность грунта горизонтальна. Угол внешнего трения обозначается δ , а суммарное сцепление между грунтом и контактной поверхностью — через C_a . Действительной поверхностью скольжения является bde . Она состоит из кри-

жения является либо дугой круга, либо логарифмической спиралью, которая имеет уравнение

$$r = r_0 e^{\text{ctg} \varphi}, \quad (28.1)$$

где e — основание натуральных логарифмов.

В дальнейшем принято, что криволинейная часть поверхности скольжения является логарифмической спиралью. Поскольку эта спираль является касательной в точке d к прямому участку de поверхности скольжения, центр O спирали должен быть расположен на линии aD (рис. 70), которая наклонена под углом $45^\circ - \varphi/2$ к горизонтали. Согласно уравнению (28.1) каждый радиус спирали составляет угол φ с нормалью к спирали в точке, где он пересекается с кривой. Поскольку φ является углом внутреннего трения, равнодействующая dF нормальных напряжений и сил трения по любому элементу поверхности скольжения также образует угол φ с нормалью к этому элементу. Следовательно, ее направление совпадает с направлением радиуса спирали в данной точке. Так как каждый радиус спирали проходит через точку O , то равнодействующая F нормальных сил и сил трения по bd также проходит через центр O .

Чтобы определить P'_p (значение P_p при $c=0$), мы произвольно выбираем поверхность скольжения bd_1e_1 (рис. 71, а), состоящую из логарифмической спирали bd_1 с центром в O_1 , и прямой линии d_1e_1 , которая образует угол $45^\circ - \varphi/2$ с горизонталью. Боковое давление, которое требуется, чтобы вызвать скольжение по этой поверхности, обозначим через P'_1 . Затем мы определяем силу P'_{d1} , которая действует в нижней трети f_1d_1 , с помощью уравнения

$$P'_{d1} = \frac{1}{2} \gamma H_{d1}^2 N_\varphi.$$

Наконец, мы находим моменты сил P'_1 , P'_{d1} , W_1 и F'_1 относительно O_1 . Так как момент F'_1 относительно O_1 равен нулю, то

$$P'_1 l_1 = W_1 l_2 + P'_{d1} l_3,$$

откуда

$$P'_1 = \frac{1}{l_1} (W_1 l_2 + P'_{d1} l_3). \quad (28.2)$$

Величина P'_1 откладывается в некотором масштабе над f_1 . Она обозначается точкой C'_1 . Аналогичные вычисления выполняются и для других произвольно выбранных поверхностей скольжения. Затем через точки C'_1 и т. д. проводится кривая P' . Если грунт не имеет сцепления ($c=0$), то вторая компонента P''_p пассивного давления грунта P_p равна нулю, и значение P_p равно минимальной ординате кривой P' в

Точка приложения этой силы расположена посередине высоты $d_1 f_1$. Влияние сцепления вдоль кривой bd_1 может быть определено в результате рассмотрения элемента, имеющего длину ds (рис. 71, в). Сцепление вдоль длины ds равно $c \cdot ds$. Момент $c \cdot ds$ относительно O_1 будет

$$dM_c = rcds \cos \varphi = rc \frac{rd\theta}{\cos \varphi} \cos \varphi = cr^2 d\theta$$

и момент всей силы сцепления по bd_1 будет

$$M_{c1} = \int_0^{\theta_1} dM_c = \frac{c}{2 \operatorname{tg} \varphi} (r_1^2 - r_0^2). \quad (28.3)$$

Сила F_1'' проходит через O_1 . Находя моменты относительно этой точки, мы получаем

$$P_1' l_1 = M_{c1} + P_{d1} l_3,$$

откуда

$$P_1' = \frac{1}{l_1} (M_{c1} + P_{d1} l_3). \quad (28.4)$$

На рис. 71, а значение P_1'' нанесено в масштабе над точкой C_1' . Поскольку P_1' и P_1'' представляют собой силы, которые требуются, чтобы преодолеть обе части сопротивления сдвигу вдоль одной и той же поверхности $bd_1 e_1$, ордината точки C_1 изображает полную величину силы, которая требуется, чтобы вызвать скольжение вдоль этой поверхности. Аналогично получаются значения P'' для других произвольных поверхностей скольжения, и через точки C_1 и т. д. проводится кривая P . Пассивное давление грунта P_p обозначается минимальной ординатой кривой P , и поверхность скольжения проходит через точку на прямой aD непосредственно под точкой C , в которой кривая P находится ближе всего к ae_1 . Полное давление на контактную поверхность равно равнодействующей P_p и силы внешнего сцепления (адгезии) C_a .

Форма криволинейной части действительной поверхности скольжения является промежуточной между дугой окружности и спиралью. Так как разница между этими двумя кривыми небольшая, то ошибкой, вызванной заменой действительной кривой окружностью либо логарифмической спиралью, можно пренебрегать. Действительно, сравнение приближенного и точного методов показало, что значение пассивного давления грунта, найденное с помощью приближенных методов, является по крайней мере таким же точным, как и

значение активного давления грунта, определенное по методу Кулона, в котором принимается, что действительная слабо искривленная поверхность скольжения является плоскостью.

Приведенные выше исследования основываются на допущении, что масса грунта, примыкающая к контактной поверхности, отжимается в положение, находящееся за пределами a_1b_1 (рис. 70). Если верхняя часть поверхности контакта не доходит до a_1b_1 , то поверхность скольжения будет криволинейной по всей своей длине, и только самая нижняя часть сдвигающейся массы переходит в пассивное ренкиновское состояние. Если нижняя часть контактной поверхности останавливается в непосредственной близости к a_1b_1 , то грунт, примыкающий к этой части, вообще не переходит в состояние пластического равновесия. В этих случаях полное пассивное давление грунта и его распределение по контактной поверхности зависит от характера ограничений, наложенных на смещение этой поверхности.

Задачи

1. Построить логарифмическую спираль при $\varphi = 36^\circ$. Значение r_0 следует принять равным 2,5 см; значения θ находятся в пределах от -30 до 270° .

2. Требуется вычислить с помощью метода логарифмической спирали полное пассивное давление грунта на вертикальную поверхность контакта с песчаной засыпкой, имеющей горизонтальную поверхность. Поверхность контакта имеет высоту 6 м. Угол внешнего трения составляет $+20^\circ$. Засыпка имеет объемный вес $1,79 \text{ т/м}^3$ и угол внутреннего трения, равный 36° . Чтобы облегчить использование спиралей, построенной в задаче 1, графическое построение следует выполнить на кальке. Воспользуйтесь масштабом $1 \text{ см} = 1 \text{ м}$.

Ответ. 260 т/м.

3. Найти значение пассивного давления грунта в задаче 2, принимая, что поверхность скольжения плоская.

Ответ. 290 т/м.

4. Определить пассивное давление грунта на контактную поверхность в задаче 2, если кроме внутреннего трения грунт обладает сцеплением, равным $0,25 \text{ кг/см}^2$. Внешнее сцепление между грунтом и контактной поверхностью также равно $0,25 \text{ кг/см}^2$. Найти точку приложения давления грунта P_p .

Ответ. 380 т/м; 2,4 м.

§ 29. НЕСУЩАЯ СПОСОБНОСТЬ ФУНДАМЕНТОВ МЕЛКОГО ЗАЛОЖЕНИЯ

Основные допущения

Когда нагрузка прикладывается к ограниченной части поверхности грунта, последняя садится. Зависимость между осадкой и средним давлением на единицу площади может быть выражена кривой осадки (рис. 72). Если грунт достаточно плотный или жесткий, то кривая осадки будет похожа на кривую C_1 . Абсцисса q_d вертикальной касательной к

кривой выражает несущую способность грунта. Если грунт рыхлый или весьма мягкий, то кривая осадки может оказаться аналогичной C_2 , и несущая способность не всегда будет четко выражена. Обычно принимается, что несущая способность таких грунтов равна абсциссе q'_d точки, в которой кривая осадки становится круто падающей и прямолинейной.

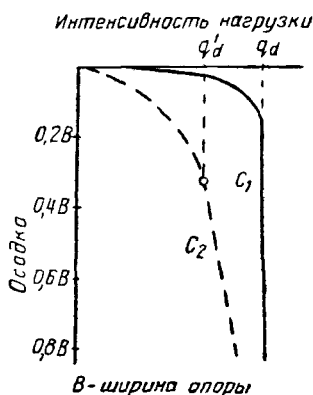


Рис. 72. Соотношение между интенсивностью нагрузки и осадкой фундамента

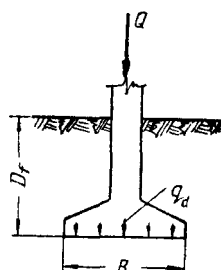


Рис. 73. Сечение ленточного фундамента мелкого заложения

Практически нагрузка передается на грунт с помощью фундаментов, как это показано на рис. 73. Фундаменты могут быть ленточными, имеющими форму вытянутых прямоугольников, или башмаками, обычно квадратной или круглой формы. Критической нагрузкой называется нагрузка на единицу длины ленточного фундамента или общая нагрузка на башмак, при которой грунтовое основание разрушается. Расстояние от поверхности грунта до подошвы фундамента называется глубиной заложения фундамента D_f . Фундамент, который имеет ширину B , равную или большую чем D_f , считается мелко заложеным. При расчетах, относящихся к фундаментам мелкого заложения, вес грунта выше подошвы фундамента может быть заменен равномерной дополнительной нагрузкой, называемой пригрузкой:

$$q = \gamma D_f. \quad (29.1)$$

Эта замена упрощает расчеты. Ошибка, возникающая при этом, невелика и идет в запас прочности.

Состояние пластического равновесия под ленточными фундаментами мелкого заложения

Математические исследования состояния пластического равновесия под ленточными фундаментами привели к следующим общим выводам. Если подошва фундамента совершенно гладкая, то нагруженный грунт разрушается, как это

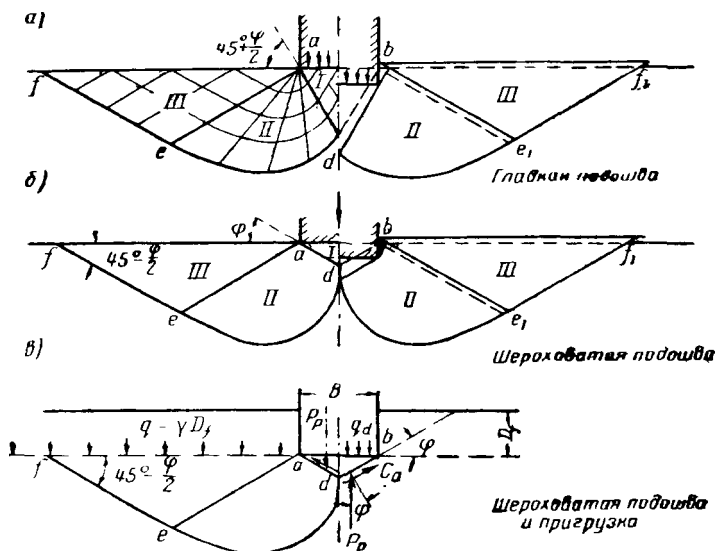


Рис. 74. Границы зоны пластического равновесия после разрушения грунта под ленточным фундаментом

показано на рис. 74, а, в результате пластического течения в пределах области, расположенной над составной кривой $fede_1f_1$. Эта область может быть разделена на 5 зон, одна из которых обозначена I, а две пары других зон — II и III. Сетки линий скольжения в этих зонах показаны на левой стороне рисунка. Зона I обозначает активную ренкиновскую зону, а зоны III являются пассивными ренкиновскими зонами. Сетки сдвига в зонах I и III тождественны сеткам сдвига при активных и пассивных ренкиновских состояниях (§ 23). Границы активной ренкиновской зоны проходят под углом $45^\circ + \varphi/2$, а границы пассивной — под углом $45^\circ - \varphi/2$ к горизонтالي. Зоны II, расположенные между зонами I и III, называются зонами радиального сдвига, потому что линии, которые образуют одно из направлений сдвига в этих зонах, проходят радиально от внешних краев подошвы фундамента. Эти линии почти прямые. Линии другого направления похожи на логарифми-

ческие спирали с центрами, расположенными у внешних краев подошвы фундамента. Если пренебречь весом грунта, находящегося в пределах зоны пластического равновесия ($\gamma = 0$), то радиальные линии будут совершенно прямыми, а концентрические линии будут являться настоящими логарифмическими спиралями, как это показано на рис. 74, а. Наконец, если учитывается объемный вес грунта ($\gamma > 0$), но $\varphi = 0^\circ$, то радиальные линии будут прямыми, концентрические линии — дугами окружности, и соответствующая несущая способность фундамента будет определяться уравнением

$$q_d = (2 + \pi)c = 5,14c = 2,57q_u, \quad (29.2)$$

где c — сцепление;

q_u — сопротивление одноосному сжатию.

На правой стороне рис. 74, а показана деформация грунта, расположенного в зоне пластического течения. Грунт, расположенный в зоне I, расширяется в горизонтальном направлении. Грунт в зонах III сжимается в горизонтальном направлении. Его поверхность поднимается и заканчивается с боковой стороны фундамента острым краем, как если бы в грунте продавливалось отверстие штампом. Этот эффект кажущейся штамповки иногда называют краевым эффектом.

Если подошва фундамента шероховата, то трение и сцепление между грунтом и подошвой предотвращает горизонтальное расширение. Поэтому грунт в области adb на рис. 74, б остается в упругом состоянии. Он является как бы частью фундамента и проникает в почву как клин. Поскольку клин движется вертикально вниз, то каждая криволинейная поверхность скольжения в зоне радиального сдвига должна иметь вертикальную касательную в точке пересечения с наклонной поверхностью клина. Сами наклонные поверхности являются плоскостями радиального сдвига, образующими угол φ с горизонталью. Поэтому, если подошва фундамента является шероховатой, то внутренние границы зон радиального сдвига проходят не под углом $45^\circ + \varphi/2$ с горизонталью, как это показано на рис. 74, а, а под углом φ , как показано на рис. 74, б. Однако сетка сдвига в этих зонах и в пассивных ренкиновских зонах III идентична сетке в соответствующих зонах на рис. 74, а. Если $\varphi = 0^\circ$, то кривые линии скольжения в зонах радиального сдвига будут дугами окружности и соответствующая несущая способность определяется уравнением

$$q_d = 5,7c = 2,85q_u. \quad (29.3)$$

Деформации грунта, связанные с погружением фундамента, показаны на правой стороне рис. 74, б.

Приближенные методы расчета несущей способности ленточных фундаментов

Подошвы реальных фундаментов являются шероховатыми. Поэтому грунт под фундаментами разрушается, как это указано на рис. 74, б. Точные способы расчета несущей способности шероховатых фундаментов пока еще не разработаны, однако, для практических целей достаточно пользоваться приближенными методами. Приближенные методы основываются на том факте, что клин adb на рис. 74, б не может проникать в грунт, если давление на его наклонные грани ad и bd меньше пассивного давления примыкающего грунта. Вследствие этого несущая способность может быть определена методом, описанным в § 28. Этот метод иллюстрируется рис. 74, в, на котором дано сечение мелко заложённого ленточного фундамента шириной B . Поскольку подошва любого фундамента является шероховатой, грунт, расположенный между ней и двумя поверхностями скольжения ad и bd , остается в состоянии упругого равновесия и является как бы частью фундамента. Поверхности ad и bd проходят под углом φ к горизонтали. Объемный вес грунта равен γ , и грунт, расположенный выше подошвы фундамента, заменяется соответствующей равномерно распределенной пригрузкой интенсивностью γD_f . В момент разрушения на каждую из граней ad и bd действует равнодействующая пассивного давления P_p и сила сцепления C_a . Поскольку скольжение происходит вдоль этих граней, равнодействующая давления земли направлена под углом φ к нормали и, следовательно, вертикально. Если весом грунта adb пренебречь, то равновесие фундамента требует, чтобы

$$Q_d = 2P_p + 2C_a \sin \varphi = 2P_p + Bc \operatorname{tg} \varphi. \quad (29.4)$$

Следовательно, задача сводится к определению пассивного давления грунта P_p .

Пассивное давление грунта, которое требуется, чтобы вызвать скольжение по def , может быть разложено на две части: P'_p и P''_p (см. § 28). Сила P'_p обозначает сопротивление, оказываемое весом массы $adef$. Точка приложения P'_p находится в нижней трети прямой ad . Составляющая пассивного давления P''_p может быть в свою очередь разложена на две части. Одна часть P_c вызвана сцеплением. Она соответствует прямоугольнику $abcd$ на рис. 63, б. Вторая часть P_q вызвана пригрузкой $q = \gamma D_f$. Она соответствует прямоугольнику cc_1d_1d на рис. 63, б. Поскольку оба давления P_c и P_q распределены равномерно, точка их приложения находится посередине поверхности ad на рис. 74, в. Следовательно, значе-

ние несущей способности может быть найдено путем подстановки вместо P_p в уравнение (29.4) $P'_p + P_c + P_q$.

Таким образом;

$$Q_d = 2 \left(P'_p + P_c + P_q + \frac{1}{2} B c \operatorname{tg} \varphi \right).$$

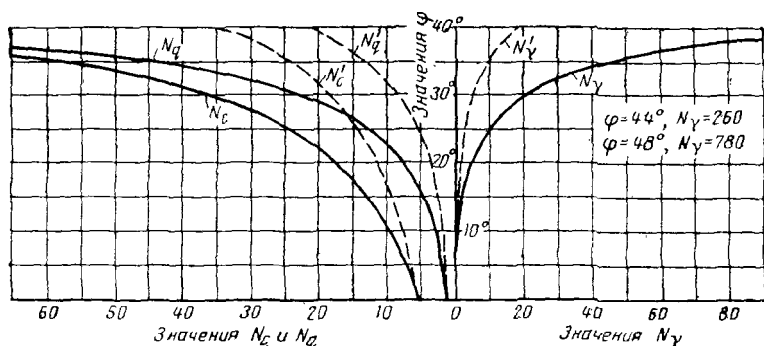


Рис. 75. График зависимости между φ и коэффициентами несущей способности

Нагруженная полоса шириной B ; разрушение с общим выпором:

$$Q_d = B (c N_c + \gamma D_f N_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma);$$

разрушение при внутреннем сдвиге:

$$Q'_d = B (\frac{2}{3} c N'_c + \gamma D_f N'_q + \frac{1}{2} \gamma B N'_\gamma)$$

Квадратная опора шириной B ;

полная критическая нагрузка:

$$Q_{ds} = B^2 (1,3 c N_c + \gamma D_f N_q + 0,4 \gamma B N_\gamma)$$

Введя в это уравнение обозначения:

$$N_c = \frac{2P_c}{Bc} + \operatorname{tg} \varphi;$$

$$N_q = \frac{2P_q}{\gamma D_f B};$$

$$N_\gamma = \frac{4P'_p}{\gamma B^2},$$

мы получим

$$Q_d = B \left(c N_c + \gamma D_f N_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma \right). \quad (29.5)$$

Величины N_c , N_q и N_γ называются коэффициентами несущей способности. Это безразмерные величины,

которые зависят только от φ . Поэтому они могут быть вычислены раз и навсегда с помощью методов, приведенных в § 28, и нанесены на график. Сплошные кривые на рис. 75 выражают зависимость между коэффициентами несущей способности и величиной φ .

Использование графика на рис. 75 значительно облегчает вычисление несущей способности Q_d . Результаты являются только приближенными, потому что поверхности скольжения, которые соответствуют каждой в отделимости составляющей P'_p , P_c и P_q , не совпадают с поверхностью, которая соответствует равнодействующей пассивного давления P_p . Однако ошибка является незначительной и к тому же идет в запас устойчивости.

Грунт разрушается, как показано на рис. 74, в, только в тех случаях, когда он очень плотный или жесткий, и его кривая осадки похожа на кривую C_1 (рис. 72). Иначе фундамент погружается в грунт, прежде чем состояние пластического равновесия распространится за пределы e и e_1 (рис. 74) и соответствующая кривая осадки не имеет четкого перегиба (кривая C_2 на рис. 72). Приближенное значение несущей способности Q_d ленточных фундаментов на таких грунтах может быть получено в результате допущения, что сцепление и трение грунта равны двум третям соответствующих значений в уравнении Кулона:

$$c' = \frac{2}{3} c; \quad (29.6a)$$

$$\operatorname{tg} \varphi' = \frac{2}{3} \operatorname{tg} \varphi. \quad (29.6b)$$

Если угол внутреннего трения будет φ' вместо φ , то коэффициенты несущей способности принимают значения N'_c , N'_q и N'_γ , которые даются пунктирными кривыми на рис. 75. Несущая способность в этом случае определяется по формуле

$$Q'_d = B \left(\frac{2}{3} c N'_c + \gamma D_f N'_q + \frac{1}{2} \gamma B N'_\gamma \right). \quad (29.7)$$

Опыт показал, что даже равномерно нагруженные фундаменты при разрушении наклоняются. Однако этот факт не противоречит предыдущим рассуждениям. Он только показывает, что не существует совершенно однородных грунтов. С увеличением нагрузки осадки над самой слабой частью основания растут быстрее, чем осадки над остальной его частью. Вследствие наклона центр тяжести сооружения перемещается в сторону слабой части, что увеличивает давление на нее, в то время как давление на более прочную часть уменьшается. Эти обстоятельства почти исключают возможность разрушения без наклона.

Несущая способность круглых и квадратных фундаментов

Все приведенные выше рассуждения относятся к ленточным фундаментам. Для расчета несущей способности башмаков с квадратной или круглой подошвой до сих пор не разработана даже приближенная теория. На основании экспериментов было предложено следующее полуэмпирическое уравнение для несущей способности Q_{dr} круглого фундамента с радиусом r , находящегося на достаточно плотном или жестком грунте:

$$Q_{dr} = \pi r^2 (1,3cN_c + \gamma D_f N_q + 0,6\gamma r N_\gamma) \quad (29.8)$$

или

$$q_{dr} = 1,3cN_c + \gamma D_f N_q + 0,6\gamma r N_\gamma. \quad (29.9)$$

Соответствующее значение для квадратных фундаментов ($B \times B$) на плотном или жестком грунте будет

$$q_{ds} = 1,3cN_c + \gamma D_f N_q + 0,4\gamma B N_\gamma. \quad (29.10)$$

Значения N даются ординатами сплошных кривых на рис. 75. Если $c > 0$, $\varphi = 0$ и $D_f = 0$, то мы получим для несущей способности значение

$$q_{dr} = q_{ds} = 7,4c = 3,7q_u, \quad (29.11)$$

которое будет значительно большим, чем значение $q_d = 5,7 c$ по уравнению (29.3). С другой стороны, если $c = 0$ и $D_f = 0$, то несущая способность q_{dr} на единицу площади будет значительно меньше, чем q_d для ленточного фундамента с шириной, равной диаметру круглого фундамента.

Если грунт основания является сравнительно рыхлым или мягким, то значения N должны быть заменены значениями N' , определенными по пунктирным кривым на рис. 75, а значение c должно быть заменено значением c' [уравнение (29.6а)].

Практическое использование уравнений и графиков

Несущая способность фундаментов на мягкой глине определяется уравнением (29.3) для ленточных фундаментов или уравнением (29.11) для квадратных фундаментов. Значение q_u в этих уравнениях выражает среднее сопротивление одноосному сжатию глины, расположенной в пределах зоны возможного пластического течения. Несущая способность фундаментов на песке без сцепления или со сцеплением определяется с помощью уравнения (29.5) для ленточных фундаментов или уравнения (29.10) для квадратных фундаментов. Значения N_c , N_q и N_γ в этих уравнениях зависят от угла внутреннего трения φ песка. Значение φ может быть принято

на основе цифровых данных, имеющихся в § 15. После того как значение φ выбрано, соответствующие значения N_c , N_q и N_γ могут быть найдены без вычислений с помощью графика (рис. 75).

Предельная несущая способность фундаментов на сухом несвязном песке определяется уравнениями:

для ленточных фундаментов

$$q_d = \gamma (D_f N_q + 0,5 B N_\gamma);$$

для квадратных фундаментов

$$q_{ds} = \gamma (D_f N_q + 0,4 B N_\gamma).$$

В этих уравнениях γ — объемный вес сухого песка. Если уровень воды поднимается до глубины меньшей B , считая от подошвы фундамента вниз, то объемный вес песка γ уменьшается с учетом взвешивания до γ' . В соответствии с § 12 взвешенный объемный вес приблизительно равен половине γ . Следовательно, подъем уровня грунтовых вод к поверхности грунта уменьшает несущую способность фундаментов примерно на 50%.

Распределение давления грунта по подошве фундамента

Распределение критической нагрузки Q_d по подошве фундамента зависит от характера влияния нормального напряжения на сопротивление сдвигу грунта и от глубины заложения фундамента D_f . Оно может быть определено приближенно с помощью метода, аналогичного методу, используемому для определения точки приложения равнодействующей пассивного давления грунта (см. § 24). Этот метод иллюстрируется рис. 76, относящимся к ленточному фундаменту на грунте, для которого φ больше нуля.

Сначала находят распределение Q'' той части нагрузки Q_d , которая обуславливается только сцеплением c и пригрузкой γD_f . Принимается, что объемный вес грунта, расположенного ниже подошвы фундамента, равен нулю. Соответствующая часть P'_p пассивного давления грунта на наклонную грань db (рис. 76, *a*) действует посередине db . Аналогично, реакция P'_E , действующая на вертикальное сечение Od , приложена вблизи от середины Od . Поэтому силы P'_p , P'_E и C_a практически пересекаются в точке e . Для равновесия направление Q'' должно проходить через точку e . Поскольку внешнее сцепление по Ob обуславливает наклон Q'' , вертикальная компонента Q'' должна действовать справа от середины Ob , и вследствие этого эпюра распределения давления по подошве фундамента должна иметь вид *Obsr*. В соответствии с уравнением (29.5) полная величина Q'' равна $BcN_c + B_\gamma D_f N_q$.

Дальше следует определить распределение Q' той части нагрузки Q_d^1 , которая вызывается только весом грунта, расположенного ниже подошвы фундамента. Поскольку при этом предполагается, что $c=0$ и $q=\gamma D_f=0$, соответствующая часть P'_p пассивного давления грунта приложена в нижней

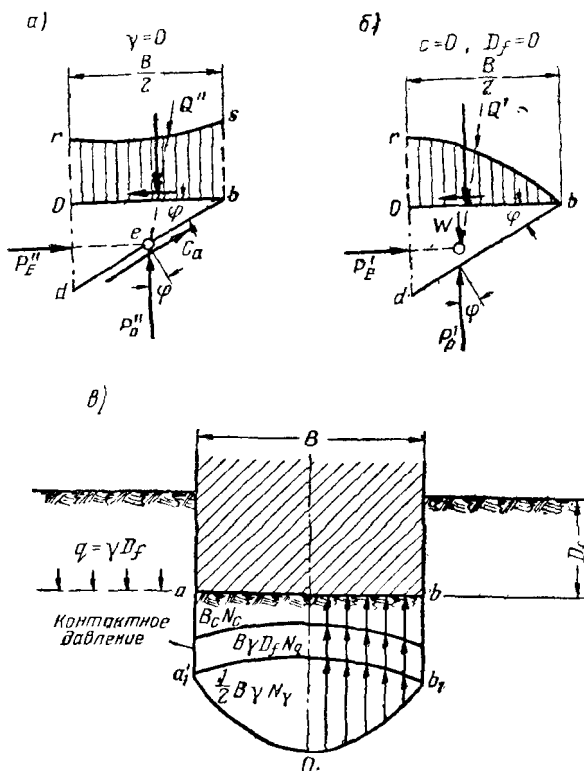


Рис. 76. Распределение контактного давления в момент разрушения основания под ленточным фундаментом

a — на связном невесомом грунте; $б$ — на несвязном весоом грунте; $в$ — на связном весоом грунте

трети прямой db (рис. 76, б) и распределение контактного давления аналогично эпюре Obr . Полная величина Q' равна $\frac{1}{2} B^2 \gamma N_\gamma$.

Распределение полной критической нагрузки Q_d получается в результате соединения двух эпюр давлений, представленных на рис. 76, а и б. Оно показано на рис. 76, в.

Рассуждение, которое приводит к этому построению, основывается на допущении, что сопротивление сдвигу грунта

полностью исчерпано. Поэтому выводы не имеют силы, если нагрузка меньше критической. Распределение давления по подошве умеренно нагруженных фундаментов рассматривается в § 37.

Задачи

1. Требуется рассчитать несущую способность на единицу площади ленточного фундамента шириной 2,4 м, опирающегося на грунт, для которого $c = 0,2 \text{ кг/см}^2$, $\varphi = 17^\circ$ и $\gamma = 1,92 \text{ т/м}^3$. Кривая осадки аналогична C_1 на рис. 72, а соотношение между нормальным напряжением и сопротивлением сдвигу $s = c + p \operatorname{tg} \varphi$. Глубина заложения фундамента 1,8 м.

О т в е т. $5,4 \text{ кг/см}^2$.

2. Найти несущую способность фундамента площадью $3 \times 3 \text{ м}^2$ на плотном песке ($\varphi = 37^\circ$), если глубина заложения фундамента составляет соответственно 0; 0,6; 1,5; 3 и 4,5 м. Объемный вес грунта равен $2,01 \text{ т/м}^3$.

О т в е т. 14,6; 21,9; 33,2; 51,7; 70,3 кг/см^2 .

3. Испытание пробной нагрузкой было проведено с помощью квадратного штампа площадью 900 см^2 на поверхности пласта несвязного песка, имеющего объемный вес $1,76 \text{ т/м}^3$. Кривая осадки приближалась к вертикальной касательной при нагрузке 1800 кг. Чему равно значение φ для песка?

О т в е т. 38° .

4. Испытание пробной нагрузкой было проведено с помощью квадратного штампа площадью 900 см^2 на плотном песке без сцепления, имеющем объемный вес $1,84 \text{ т/м}^3$. Штамп был помещен в ящик, окруженный грунтом толщиной 0,6 м. Разрушение произошло при нагрузке 5400 кг. Какой была бы интенсивность разрушающей нагрузки при фундаменте площадью $1,5 \times 1,5 \text{ м}^2$, заложеном на той же глубине в том же материале?

О т в е т. $9,7 \text{ кг/см}^2$.

5. Сооружение было возведено на сплошной плите площадью $30 \times 30 \text{ м}^2$. Плита находилась на поверхности грунта — слое однородной мягкой глины мощностью 45 м. Если разрушение происходило при равномерно распределенной нагрузке $2,2 \text{ кг/см}^2$, то чему равно среднее значение c для глины? Вследствие большой глубины зоны пластического равновесия можно не принимать во внимание консолидацию глины до разрушения и считать, что $\varphi = 0^\circ$.

О т в е т. $0,44 \text{ кг/см}^2$.

§ 30. НЕСУЩАЯ СПОСОБНОСТЬ СВАИ И ОПОР

Определения

Столбчатая опора или просто опора представляет собой вытянутое в вертикальном направлении призматическое или цилиндрическое тело из кладки, передающее нагрузку на более глубокие и прочные грунты. Свая — это в сущности очень тонкая опора, которая передает нагрузку либо через свой нижний конец на твердый пласт, либо благодаря боковому трению — на окружающий грунт. Соотношение между нагрузкой на сваю или опору и соответствующей осадкой очень похоже на соотношение для фундаментов. Кривая «нагрузка — осадка» приближается к вертикальной или к наклонной касательной, как это показано на рис. 72. Определение критической нагрузки на сваи и опоры тождественно определению несущей способности фундаментов (см. § 29).

Несущая способность цилиндрических опор

Поскольку диаметр опоры невелик по сравнению с ее глубиной, лишь небольшая часть нагрузки воспринимается за счет трения и сцепления между поверхностью опоры и окружающим грунтом. Критическая нагрузка Q_d на опору с глубиной заложения D_f может быть выражена с помощью уравнения

$$Q_d = Q_{pr} + 2\pi r f_s D_f, \quad (30.1)$$

где Q_{pr} — выражает критическую нагрузку на круглую подошву опоры; r — является радиусом подошвы; f_s — сумма трения и сцепления на единицу площади контакта между опорой и грунтом.

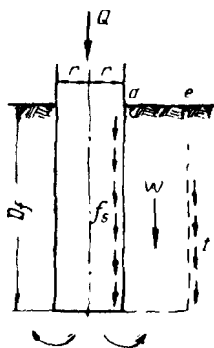


Рис. 77. Фундамент в виде цилиндрического столба

На рис. 77 показано вертикальное сечение такой опоры. Опора не может наклониться без смещения хотя бы некоторой части грунта, расположенного под ней. Это смещение происходит кнаружи или кнаружи и вверх, как показано изогнутыми стрелками. Вес W массы грунта, который окружает опору, и сопротивление сдвигу по внутренней и внешней границам этой массы препятствуют смещению. Интенсивность касательных напряжений зависит от сжимаемости грунта и от ряда других факторов. Если бы эти напряжения были равны нулю, то значение Q_{pr} в уравнении (30.1) было бы то же

единственно Q_{dr} в уравнении (29.8). Поскольку определение величины этих напряжений и их влияния на несущую способность является очень ненадежным, то рекомендуется ими пренебрегать и находить Q_{pr} с помощью уравнения (29.8). Ошибка идет в запас устойчивости; кроме того, опыт показывает, что она обычно незначительна.

Во второй член правой части уравнения (30.1) входит поверхностное трение f_s . Однако, значение f_s не может быть определено даже приближенно с помощью лабораторных испытаний, так как распределение напряжений по поверхности контакта неизвестно. Поэтому f_s обычно определяют на основе эмпирических данных, выведенных из наблюдений в естественных условиях (см. § 55).

Несущая способность свай

Поскольку сваи представляют собой по существу очень тонкие цилиндрические опоры, то их несущая способность может быть определена с помощью уравнения, аналогичного

уравнению (30.1). Если Q_d — сопротивление сваи проникновению в грунт под статической нагрузкой, то

$$Q_d = Q_{pr} + 2\pi r f_s D_f = Q_p + Q_f. \quad (30.2)$$

Величина $Q_{pr} = Q_p$ называется сопротивлением острия, а величина $2\pi r f_s D_f = Q_f$ — сопротивлением ствола. Если Q_p велико по сравнению с Q_f , то сваю называют свайей-стойкой. С другой стороны, если Q_p относительно невелико, то свая называется свайей трения.

Основная разница между сваями и опорами заключается в способе их погружения. Сооружению опоры предшествует экскавация, в то время как забивка свай, которые обычно являются сплошными или полыми закрытыми снизу телами, сопровождается вытеснением грунта. Иногда забивка облегчается удалением некоторой части грунта, расположенного на пути сваи, с помощью подмыва или предварительного бурения, однако объем грунта, удаленного таким образом, является небольшим по сравнению с общим объемом свай.

Нижнее предельное значение сопротивления острия Q_p свай, имеющих круглое поперечное сечение, может быть получено с помощью уравнения (29.8), а свай, имеющих квадратное поперечное сечение, с помощью уравнения (29.10). Эти уравнения определяют несущую способность свай-стоек. Несущая способность свай трения зависит от поверхностного трения f_s [см. уравнение (30.2)]. Определение поверхностного трения на основе лабораторных испытаний является для свай еще более недостоверным, чем для опор, потому что теоретическое нахождение напряжений, вызванных частичным или полным вытеснением грунта при забивке свай, пока невозможно. Поэтому несущая способность Q_d свай трения может быть определена только испытаниями свай пробной нагрузкой в естественных условиях или же, менее точно, на основании эмпирических значений f_s . Значения f_s , соответствующие основным типам грунтов, приведены в § 56. В тех городах, где широко используются сваи трения, эмпирические значения f_s , выведенные из данных местного опыта, могут быть весьма надежными.

Динамические формулы

Несущая способность Q_d свай-стоек приблизительно равна сопротивлению Q_{dy} грунта быстрому погружению сваи под ударами падающего молота. Существует, по крайней мере теоретически, возможность определения Q_{dy} , называемого динамическим сопротивлением, исходя из средней величины погружения сваи от нескольких последних ударов молота. При этом вес W_H молота и высота его падения H должны быть известны. Был предпринят целый ряд

попыток рассчитать несущую способность на основании этих данных. В результате были получены так называемые динамические формулы. Ниже рассматриваются основные положения, на которых эти формулы базируются.

Работа, производимая падающим молотом, составляет $W_H H$, а работа, которая требуется, чтобы увеличить погружение сваи на величину S при наличии сопротивления Q_{dy} , составляет $Q_{dy} S$. Если бы вся работа падающего молота шла на погружение сваи, то мы могли бы написать:

$$W_H H = Q_{dy} S,$$

откуда

$$Q_{dy} = \frac{W_H H}{S}.$$

Это — формула Сандерса, опубликованная около 1850 г. Значения, полученные с помощью этой формулы, являются слишком большими, потому что некоторая часть энергии падающего молота превращается в тепло, а также расходуется на упругие деформации¹.

Если бы не было потерь энергии, то свая погружалась бы под ударами молота не только на действительную глубину S , но также и на дополнительное расстояние c . Следовательно,

$$Q_{dy} = \frac{W_H H}{S + c}. \quad (30.3)$$

Велингтон (1898) пытался определить c на основании тех эмпирических данных, которые имелись в его распоряжении. Он пришел к заключению, что c приблизительно равно 2,5 см для свай, забиваемых подвесным молотом, и 0,25 см для свай, забиваемых паровым молотом. Так как он понимал ненадежность подобной оценки, он предложил, чтобы допускаемая нагрузка Q_a на сваю не превышала $1/6$ теоретической предельной нагрузки Q_{dy} . Выражая H и S в см, получаем

$$Q_a = \frac{1}{6} Q_{dy} = \frac{1}{6} \cdot \frac{W_H H}{S + c}. \quad (30.4)$$

Чтобы определить степень точности формулы (30.4), было проведено сравнение между допускаемой нагрузкой Q_a [уравнение (30.4)] и действительной предельной несущей способностью 18 свай, выбранных наудачу². Действительная несущая

¹ Как показал Н. М. Герсегованов, главная часть потерянной энергии расходуется на разрушение материала сваи в голове (например, размолачивание) и у острья. (Ред.).

² Соотношение (30.4) авторы называют формулой «Инжиниринг. Ньюс» по журналу, в котором она была впервые опубликована. (Ред.).

способность Q_d была определена с помощью пробной нагрузки. Для этих свай было найдено, что Q_d располагалось в пределах между $2Q_a$ и $12Q_a$. Согласно законам теории вероятности, значения Q_d для 100 или 1 000 свай должны расположиться в значительно более широких пределах. В отдельных случаях Q_d могло бы быть даже меньше чем Q_a , что привело бы к разрушению свайного фундамента под расчетной нагрузкой. По этим соображениям многие инженеры пытались разработать более надежные формулы. Некоторые из них рассматриваются ниже.

Если уравнение (30.3) написать в форме

$$W_H H = Q_{dy} S + Q_{dy} c,$$

то становится очевидным, что член $Q_{dy} c$ выражает потерю энергии. По крайней мере часть этой потери обусловливается работой, которая должна быть затрачена на временное упругое сжатие S_e свай и прилегающего грунта. Если бы сила Q_{dy} прилагалась к концу колонны, она совершила бы работу, равную $\frac{1}{2} Q_{dy} S_e$. Хотя нет полной аналогии между свайей и колонной, по-видимому, все же будет оправданным предположение, что $Q_{dy} c$ в уравнении (30.3) приближенно равно $\frac{1}{2} Q_{dy} S_e$, откуда

$$Q_{dy} = \frac{W_H H}{S + \frac{1}{2} S_e}. \quad (30.5)$$

Если размеры и упругие свойства свай и наголовника известны, то значение S_e может быть определено, хотя бы приближенно. Это и делалось авторами некоторых динамических формул. Однако в естественных условиях S_e можно измерить, держа карандаш у картона, прикрепленного к свае. С 1910 г. различные фирмы, занимающиеся забивкой свай, пользовались этим методом, и они утверждают, что он оказался весьма успешным. Измеренные значения S_e являются безусловно более точными, чем вычисленные. Однако, если даже S_e было измерено, все же нельзя ожидать, что уравнение (30.5) применимо ко всем сваям при всех условиях, потому что оно не учитывает сил инерции, связанных с процессом забивки свай.

Если отношение между весом W_p свай и весом W_H молота очень мало, то уравнение (30.5) может быть достаточно точным. Однако, если вес свай гораздо больше, чем вес молота, то падение молота вызывает лишь деформацию головы свай, аналогично деформации большой скалы, когда по ней производится удар маленьким камнем. Следовательно, если W_p/W_H очень велико, то отсутствие дальнейшего погружения свай

в грунт отнюдь не свидетельствует о высокой несущей способности свай. Этот факт может быть приближенно принят во внимание путем умножения правой части уравнения (30.5) на множитель $1/(1 + W_p/W_H)$, откуда

$$\begin{aligned} Q_{dy} &= \frac{W_H H}{S + \frac{1}{2} S_e} \cdot \frac{1}{1 + \frac{W_p}{W_H}} = \\ &= \frac{W_H H}{S + \frac{1}{2} S_e} \cdot \frac{W_H}{W_H + W_p}. \end{aligned} \quad (30.6)$$

Это общая схема более сложных динамических формул. Однако поскольку рассуждения, которые приводят к этой схеме, связаны с различными произвольными допущениями с неизвестными практическими результатами, то нет ничего удивительного в том, что даже наиболее детально разработанные динамические формулы далеки от того, чтобы быть точными. Действительно, нет никаких данных, которые подтверждали бы, что несущая способность, рассчитанная по любой динамической формуле, является более достоверной, чем рассчитанная по уравнению (30.4).

Основной недостаток вывода уравнения (30.6) заключается в произвольности оценки при определении влияния отношения W_p/W_H на Q_{dy} . Влияние удара на погружение свай зависит от ряда факторов, а не только от W_p и W_H , но ни один из этих факторов не был рассмотрен. Чтобы уменьшить соответствующую ошибку, в последние годы делались попытки получить динамическую формулу на основе теории продольного удара по стержню. С научной точки зрения этот новый подход имеет большое преимущество перед старыми методами, однако, исследования находятся еще в стадии экспериментирования, и до сих пор еще нет уверенности в том, что они приведут к результатам, имеющим практическую ценность. Следовательно, в настоящее время проектирующий свайстойки должен выбирать между двумя возможностями. Либо он должен воспользоваться одной из многих динамических формул с риском забыть в 2 или 3 раза больше свай, чем это требуется для фундамента, либо должен пойти на расходы для проведения испытаний пробной нагрузкой свай проектных размеров в естественных условиях. Выбор между этими возможностями зависит от того, располагает ли он временем, и от соотношения между расходами на испытание и стоимостью всего фундамента.

Задачи

1. Железобетонная свая с поперечным сечением 40×40 см была забита сквозь мелкий рыхлый песок и мягкую глину мощностью 20 м в слой плотного песка на глубину 0,75 м. Уровень воды находится вблизи от по-

верхности грунта. Взвешенный объемный вес рыхлого песка и мягкой глины равен $0,72 \text{ т/м}^3$. Угол внутреннего трения плотного песка под водой составляет 35° . Требуется рассчитать сопротивление острия свай.

Ответ. 104 т. С помощью испытания пробной нагрузкой и выдерживания свай было найдено, что сопротивление острия составляет 105 т.

2. Свая, рассмотренная в предыдущей задаче, была забита с помощью парового молота, имеющего вес $W_H = 4 \text{ т}$ и высоту падения $H = 0,6 \text{ м}$. Погружение в грунт в результате последнего удара (отказ) было $S = 0,14 \text{ см}$. Если исходить из формулы Велингтона (30.4), то чему равна предельная несущая способность свай?

Ответ. 616 т. При испытании пробной нагрузкой действительная предельная несущая способность, равная сумме сопротивления острия (105 т) и поверхностного трения (110 т), была 215 т.

3. Испытываемая свая типа, описанного в задаче 1, была забита в другой точке площади, которая должна быть занята сооружением. Грунтовые условия были тождественными, за исключением того, что песок, который встретился на глубине 20 м, был рыхлым ($\varphi = 30^\circ$). Рассчитать сопротивление острия свай.

Ответ. 41 т. (Не было произведено испытаний пробной нагрузкой, однако свая погружалась под ударами молота в песок настолько легко, что было принято решение изменить тип фундамента по всей площади, подстилаемой рыхлым песком.)

§ 31. УСТОЙЧИВОСТЬ ОТКОСОВ

Введение

Разрушение массива грунта, ограниченного откосом, называется оползнем. При этом вся масса грунта, охваченная разрушением, сдвигается вниз и кнаружи.

Оползни могут протекать самым различным образом: медленно или внезапно, под влиянием тех или иных очевидных факторов или без всяких видимых причин. Обычно оползни вызываются устройством выемки или подработкой основания существующего откоса. Однако в некоторых случаях они вызываются постепенным разрушением структуры грунта, начиная с волосных трещин, которые делят грунт на угловатые фрагменты. В других случаях они вызываются увеличением давления поровой воды в отдельных особо проницаемых слоях, или сотрясением, которое приводит грунт в откосе в состояние жидкости (§ 49). Вследствие чрезвычайного разнообразия факторов и процессов, которые могут приводить к оползням, условия устойчивости откосов обычно не поддаются теоретическому анализу. Расчеты устойчивости, основанные на результатах испытаний, могут быть надежными только в том случае, если условия, указываемые в настоящем параграфе, строго удовлетворяются. Более того, необходимо всегда помнить, что различные не обнаруженные нарушения в грунте, как например, системы волосных трещин, остатки старых поверхностей скольжения или тонкие жилы водонесного песка, могут полностью обесценить результаты расчета.

В настоящем параграфе принято, что фильтрационные силы отсутствуют. Влияние этих сил на устойчивость рассматривается в § 42.

Откосы в сухом несвязном песке

Откос в чистом сухом песке является устойчивым независимо от высоты при условии, если угол β между откосом и горизонталью (угол заложения откоса или просто угол откоса) равен или меньше угла внутреннего трения φ для песка в рыхлом состоянии. Коэффициент устойчивости откоса против оползания может быть выражен уравнением

$$G_s = \frac{\operatorname{tg} \varphi}{\operatorname{tg} \beta}. \quad (31.1)$$

Чистый песок не может иметь откоса с углом β большим, чем φ , независимо от его высоты.

Поскольку лишь очень немногие естественные грунты совершенно не имеют сцепления, остальная часть этого параграфа посвящена рассмотрению откосов в грунтах со сцеплением.

Общий характер оползней в однородных связных грунтах

Связный грунт, обладающий сопротивлением сдвигу

$$s = c + p \operatorname{tg} \varphi,$$

может сохранять вертикальный откос по крайней мере на протяжении короткого времени при условии, если высота откоса несколько меньше, чем H_c по уравнению (24.8). Если высота откоса больше чем H_c , то откос может быть устойчивым, только если угол β меньше 90° . Чем больше высота откоса, тем меньше должен быть угол β . Если высота очень большая по сравнению с H_c , то откос разрушится, если угол заложения β не будет равным φ или меньше его.

Разрушению откоса из связного материала обычно предшествует образование трещин растяжения за верхним краем откоса, как это показано на рис. 78. Сила, которая вызывает трещины растяжения за бровкой вертикального откоса, представлена треугольной эпюрой ase на рис. 62,б. Рано или поздно вслед за раскрытием трещин следует оползень вдоль криволинейной поверхности, показанной сплошной линией на рис. 78. Обычно радиус кривизны поверхности скольжения является наименьшим у верхнего конца, наибольшим в середине и промежуточным у нижнего конца. Поэтому кривая напоминает дугу эллипса. Если разрушение происходит вдоль поверхности скольжения, пересекающей откос у его подошвы, или выше ее (рис. 79,а), то оползень называют сдвигом

откоса. С другой стороны, если грунт ниже уровня подошвы откоса не в состоянии нести вес залегающего сверху материала, то разрушение происходит вдоль поверхности, которая проходит на некоторой глубине ниже подошвы откоса.

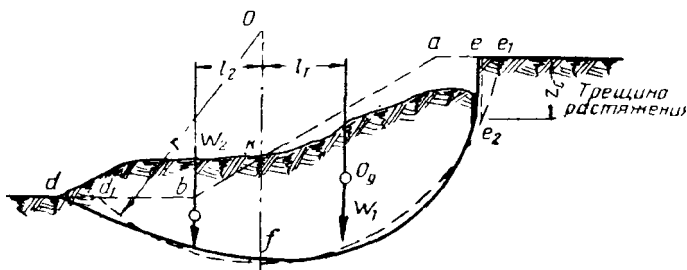


Рис. 78. Деформация при оползне откоса

Разрушение этого типа, показанное на рис. 79, б, известно как сдвиг основания.

При расчетах устойчивости действительная поверхность скольжения заменяется дугой окружности или логарифмической спиралью. И тот и другой прием так же законен, как

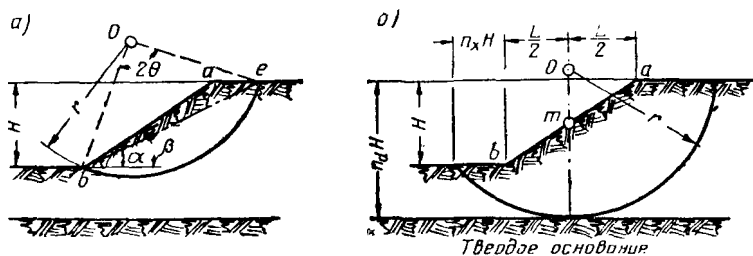


Рис. 79. Положение критического круга в случае

а — сдвига откоса (по Фелениусу); б — сдвига основания

допущение Кулона о плоской поверхности скольжения при расчетах подпорных стен (§ 26). В дальнейших рассуждениях действительная поверхность скольжения будет заменяться лишь дугой окружности.

Цель расчета устойчивости

В инженерной практике расчеты устойчивости требуются либо при перепроектировании откосов после их обрушения, либо же для выбора углов откоса до начала строительства в соответствии с определенными требованиями безопасности.

Местные разрушения откосов выемок или насыпей являются обычными в процессе строительства. Они указывают на

то, что среднее значение минимального сопротивления сдвигу грунта было преувеличенным. Поскольку такие разрушения представляют собой испытание на сдвиг в большом масштабе, они предоставляют прекрасную возможность определения действительного минимального сопротивления сдвигу и предупреждения дальнейших аварий на тех же самых работах путем изменения проекта в соответствии с новыми данными. Суть метода состоит в том, чтобы определить положение поверхности скольжения с помощью скважин или шурфов, найти вес тех участков оползневых масс, которые стремятся вызвать скольжение или, наоборот, противодействуют ему, и вычислить среднее сопротивление сдвигу s грунта, необходимое для удовлетворения условиям равновесия земляных масс.

Чтобы спроектировать откос в районе, где не происходило оползней, среднее сопротивление сдвигу s должно быть приблизительно оценено или найдено испытаниями еще до начала строительства. Методы определения сопротивления сдвигу рассматриваются в § 15. После того как определено значение s , угол откоса может быть выбран на основе теории таким образом, что откос будет удовлетворять определенным требованиям безопасности. Ясно, что этот метод может быть использован только в том случае, если геологические условия позволяют считать вполне надежным определение s по результатам испытаний грунта.

Расчет сопротивления сдвигу после оползня

Метод определения среднего сопротивления сдвигу грунтов после оползня иллюстрируется рис. 78. Глубина z_c трещин растяжения и форма поверхности скольжения уточняются с помощью измерений в естественных условиях. Кривая скольжения заменяется в этом случае дугой окружности, имеющей радиус r и центр в O . Равновесие требует, чтобы

$$W_1 l_1 = W_2 l_2 + sr \widehat{d_1 e_2},$$

откуда

$$s = \frac{W_1 l_1 - W_2 l_2}{r \widehat{d_1 e_2}},$$

где W_1 является весом отсека $akfe$, который стремится вызвать разрушение, а W_2 является весом отсека kbd_1f , который стремится противодействовать сдвигу.

Если форма поверхности скольжения такая, что она не может даже приблизительно быть представлена дугой окружности, то расчет должен быть видоизменен в соответствии с описанным ниже методом, применяемым для сложных поверхностей скольжения.

Метод исследования устойчивости откосов

Чтобы исследовать, будет ли устойчив откос в грунте с известными характеристиками сдвига, необходимо определить диаметр и положение круга, по дуге которого произойдет скольжение. Этот круг, называемый критическим, должен удовлетворять требованию, чтобы отношение между моментом сил, сопротивляющихся скольжению, и моментом сил, стремящихся вызвать это скольжение, было минимальным. Следовательно, исследование относится к классу задач на максимум и минимум, так же как теория Кулона (§ 26) и теория пассивного давления грунта (§ 28).

После того как определены диаметр и положение критического круга, можно рассчитать коэффициент устойчивости G_s откоса против скольжения с помощью соотношения (рис. 78)

$$G_s = \frac{\text{момент сил сопротивления}}{\text{момент сдвигающих сил}} = \frac{W_2 l_2 + s r d_1 e_2}{W_1 l_1}, \quad (31.2)$$

где r — обозначает радиус критического круга;

$d_1 e_2$ — длину поверхности скольжения.

Подобно пассивному давлению массы грунта, устойчивость откоса может быть найдена методом попыток или, в простых случаях, с помощью аналитических методов. Для проведения исследования методом попыток выбирают различные круги возможного скольжения. Для каждого круга вычисляют значение G_s по уравнению (31.2). Минимальное из этих значений является коэффициентом устойчивости откоса против скольжения и соответствующий круг является критическим кругом.

Аналитические решения редко могут быть применены для вычисления коэффициента устойчивости откоса в реальных условиях, так как они основываются на сильно упрощающих допущениях. Тем не менее они представляют ценность как руководство для определения положения центра критического круга и для уточнения вероятного характера разрушения. Кроме того, они могут служить средством определения, будет ли данный откос несомненно надежным, несомненно неустойчивым или сомнительным. Если устойчивость представляется сомнительной, то коэффициент устойчивости против скольжения должен быть найден приемом, описанным выше.

Аналитические решения основываются на следующих допущениях: грунт до некоторого уровня ниже подошвы откоса является совершенно однородным. На этом уровне грунт подстилается горизонтальной поверхностью более плотного слоя, называемого материком, в который поверхность скольжения не проникает. Принимают, что откос является плоским и располагается между двумя горизонтальными плоскими поверхностями, как показано на рис. 79. Наконец, ослабляющее

действие трещин растяжения не принимают во внимание, потому что оно более чем полностью компенсируется обычным запасом устойчивости. Ниже приведена сводка результатов исследований.

Откосы в мягкой глине

Среднее сопротивление сдвигу s на единицу площади возможной поверхности скольжения в однородной мягкой глине примерно равно половине прочности q_u на одноосное сжатие глины. Это значение s ради краткости рассматривалось как сцепление c . Другими словами:

$$s = \frac{1}{2} q_u = c. \quad (22.1)$$

Если c известно, то критическая высота H_c откоса, имеющего заданный угол заложения β , может быть выражена с помощью уравнения

$$H_c = N_s \frac{c}{\gamma}. \quad (31.3)$$

В этом уравнении фактор устойчивости N_s является отвлеченным числом. Его значение зависит только от угла β и коэффициента глубины n_d (рис. 79, б) характеризующего глубину, на которой глина подстилается материком. Если происходит разрушение откоса, то критический круг является обычно подошвенным кругом, который проходит через край подошвы в откосе (рис. 79, а). Однако если материк расположен на небольшой глубине ниже b , то критический круг может быть откосным кругом, который будет касаться материка и пересекать откос выше подошвы b . Этот тип разрушения на рис. 79 не показан. Если происходит выпирание основания, то критический круг называют срединным кругом, потому что его центр расположен на вертикальной линии, проходящей через середину m откоса (рис. 79, б). Срединный круг является касательным к матерiku.

Положение критического круга по отношению к данному откосу зависит от угла заложения откоса β и от коэффициента глубины n_d . Рис. 80 обобщает результаты соответствующих теоретических исследований. Согласно этому графику, оползание всех откосов, имеющих угол заложения больше 53° , происходит вдоль подошвенного круга. Если β меньше 53° , то тип разрушения зависит от значения коэффициента глубины n_d , а при низких значениях n_d — также и от угла откоса β . При $n_d = 1$ оползание происходит вдоль откосного круга. Если n_d больше, чем примерно 4, откос сползает вдоль срединного круга, касательного к матерiku, независимо от

значения β . При значении n_d , промежуточном между 1 и 4, сползание происходит вдоль откосного круга, если точка, соответствующая значениям n_d и β , находится выше заштрихованной площади на рис. 80. При ее расположении ниже заштрихованной площади откос сползает вдоль срединного круга, касательного к матерiku.

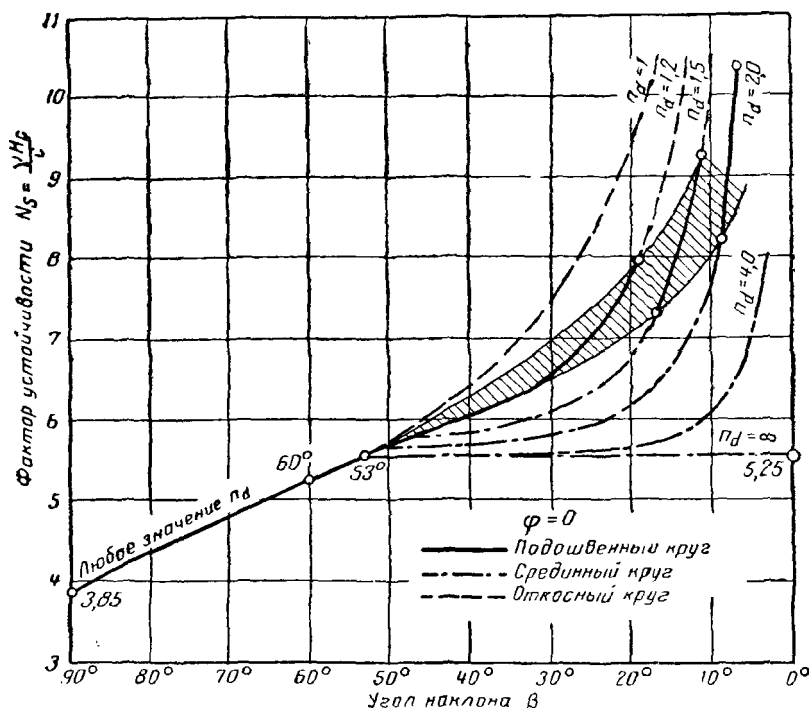


Рис. 80. Соотношение между углом откоса β и фактором устойчивости N_s для различных значений коэффициента глубины n_d , в случае грунта без трения

Если угол откоса β и коэффициент n_d заданы, то значение соответствующего фактора устойчивости [уравнение (31.3)] может быть получено без вычисления по рис. 80. Значение N_s определяет критическую высоту H_c откоса.

Если разрушение происходит вдоль подошвенного круга, то центр критического круга может быть найден путем построения углов α и 2θ , как это показано на рис. 79, а. Значения α и θ для различных углов откоса β даны на рис. 81, а. Когда разрушение происходит вдоль срединного круга, касательного к матерiku, положение критического круга определяют, откладывая горизонтальное расстояние $n_x H$ от подошвы откоса (рис. 79, б). Значения n_x могут быть определены

при различных значениях n_d и β с помощью графика на рис. 81, б.

Если глинистый откос состоит из нескольких слоев с различным средним сцеплением c_1, c_2 и т. д., или если поверхность грунта неправильна (рис. 82), центр критического круга дол-

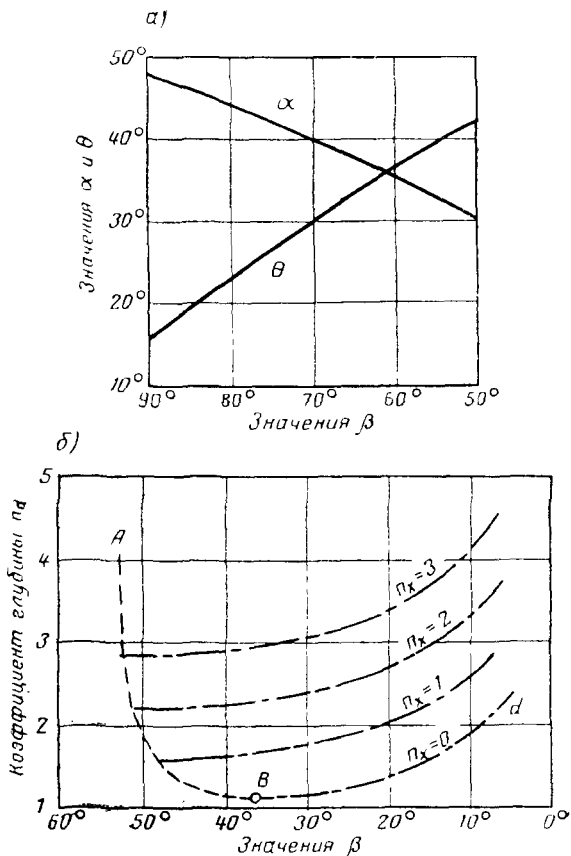


Рис. 81

а — отношение между углом откоса β и параметрами α и θ критического подошвенного круга при $\beta > 53^\circ$; б — соотношение между углом откоса β и коэффициентом глубины n_d для различных значений параметра n_x (по Феллениусу)

жен быть определен методом попыток. Ясно, что наибольшая часть действительной поверхности скольжения будет проходить в пределах самого мягкого слоя. Поэтому пробная окружность должна также удовлетворять этому условию. Если один из верхних слоев является относительно мягким, то наличие материка на значительной глубине можно не

принимать во внимание, потому что самая глубокая часть поверхности скольжения будет расположена, очевидно, полностью в пределах наиболее мягкого слоя. Например, если сцепление c_2 второго слоя на рис. 82 значительно меньше, чем сцепление c_3 третьего слоя, то критический круг будет касательным к верхней поверхности третьего слоя, а не к материку.

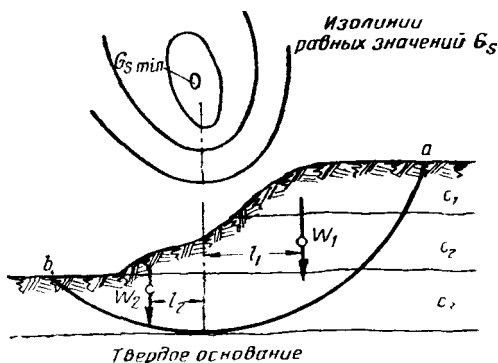


Рис. 82. Сдвиг основания в слоистом связном грунте

Для каждого пробного круга мы рассчитываем среднее касательное напряжение t , которое должно действовать вдоль поверхности скольжения, чтобы уравновесить разность моментов $W_1 l_1$ сдвигающей силы и сил сопротивления $W_2 l_2$. Значение t будет

$$t = \frac{W_1 l_1 - W_2 l_2}{r \widehat{ab}}.$$

Затем, зная величины c_1 , c_2 и т. д., мы высчитываем среднее значение сцепления c грунта вдоль поверхности скольжения. Коэффициент устойчивости откоса против скольжения вдоль круговой пробной поверхности будет

$$G_s = \frac{c}{t}. \quad (31.4)$$

Значение G_s надписывается у центра круга. После того как определены значения G_s для различных пробных кругов, на чертеже строятся кривые равных значений G_s (рис. 82). Эти кривые можно рассматривать как своеобразные горизонтали. Центр критического круга расположен в самой нижней точке депрессии. Соответствующее значение $G_{s \min}$ и является коэффициентом устойчивости откоса против скольжения.

Откосы в грунтах со сцеплением и внутренним трением

Сопротивление сдвигу сухих или влажных грунтов со сцеплением, расположенных выше уровня воды, может быть выражено приближенно уравнением

$$s = c + \rho \operatorname{tg} \varphi.$$

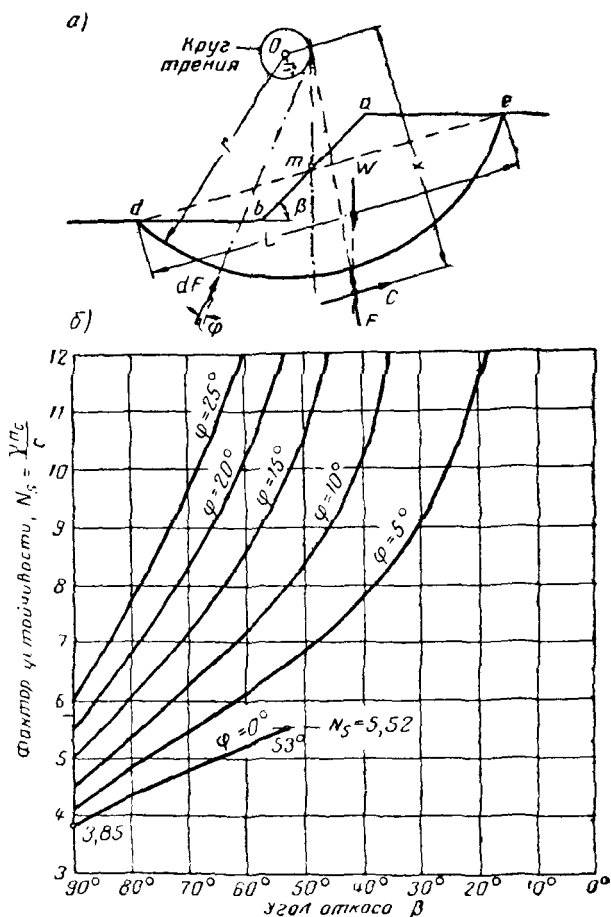


Рис. 83. Сдвиг откосов в связном материале с трением

а — схема, иллюстрирующая метод круга трения; б — соотношение между углом откоса β и фактором устойчивости N_s для различных значений φ (по Тейлору)

Значения c и φ изменяются в зависимости от времени года. Поэтому случаи, когда нижние предельные значения c и φ могут быть надежно определены, являются относительно

редкими. Тем не менее следует рассмотреть метод исследования устойчивости откосов в таких грунтах, так как этот же самый метод может быть использован для исследования устойчивости откосов в мелком песке при действии фильтрационного давления, как это показано в § 42. Кроме того, результаты исследований ярко показывают важное влияние величины φ на устойчивость откосов и дают возможность решить вопрос о том, участвовало ли внутреннее трение в сопротивлении сдвигу массы грунта, которая разрушилась в результате скольжения.

Метод расчета иллюстрируется рис. 83, *а*. Силы, действующие на оползающую массу, состоят из веса этой массы W , равнодействующей сил сцепления C и равнодействующей F нормальных сил и сил трения, действующих вдоль поверхности скольжения. Равнодействующая сцепления C действует в направлении, параллельном хорде de , и равна интенсивности сцепления c , умноженной на длину L хорды. Расстояние x от центра вращения до C определяется условием, по которому

$$Cx = cLx = c\widehat{de}r,$$

где $x = \widehat{de}r/L$. Таким образом сила C известна. Вес W тоже известен. Поскольку силы C , W и F находятся в равновесии, сила F должна проходить через точку пересечения C и W . Следовательно, величина и направление F могут быть определены с помощью многоугольника сил.

Если коэффициент устойчивости против скольжения равен единице, то откос находится на грани разрушения. При этом условии каждая из элементарных реакций dF на рис. 83, *а* должна быть наклонена под углом φ к нормали к поверхности скольжения. Вследствие этого линия действия каждой элементарной реакции будет касательной к кругу, называемому кругом трения, который имеет радиус

$$r_f = r \sin \varphi$$

и центр которого совпадает с центром круга скольжения. Реакция F направлена по касательной к окружности, имеющей радиус, незначительно больший, чем r_f , но в качестве удобного приближения мы принимаем, что при коэффициенте устойчивости, равном единице, сила F будет также касательной к кругу трения. Соответствующая погрешность является незначительной и к тому же идет в запас устойчивости.

Для заданного значения φ критическая высота откоса, который сползает вдоль подошвенного круга, дается уравнением

$$H_c = N_s \frac{c}{\gamma},$$

расположенного слева от выбранного произвольно вертикального сечения es , расположенного вблизи подошвы откоса. Ради осторожности следует считать, что P_R направлено горизонтально. Следующий шаг состоит в том, чтобы определить положение правой границы b горизонтального отрезка cb возможной поверхности скольжения и вычислить активное давление земли P_A на вертикальную плоскость fb . Стремление массы $bcef$ двигаться влево предотвращается пассивным давлением P_R и суммарным сцеплением C вдоль bc . Если откос является устойчивым, то сумма этих сил сопротивления должна быть больше, чем активное давление грунта P_A , которое принимается действующим в горизонтальном направлении. Коэффициент устойчивости против скольжения равен отношению суммы сил сопротивления к силе P_A . Исследование необходимо повторить для различных положений точек c и b , пока не будет найдена поверхность наименьшего сопротивления скольжению, которая соответствует наименьшему коэффициенту устойчивости.

Задачи

1. В пласте мягкой глины, имеющем горизонтальную поверхность, сделана широкая выемка. Боковые стороны выемки наклонены под углом 30° к горизонтали. Материк расположен на глубине 12 м от поверхности грунта. Когда выемка достигла глубины 7,5 м, произошел оползень. Если объемный вес глины составляет $1,92 \text{ т/м}^3$, то чему равнялась средняя интенсивность сцепления? Какой характер имела поверхность скольжения? На каком расстоянии от подошвы откоса поверхность скольжения пересекала основание выемки?

Отв. 0,24 кг/см^2 ; срединный круг; 5,4 м.

2. Если поверхность материка в задаче 1 расположена на глубине 9 м от поверхности грунта, то чему равняется средняя интенсивность сцепления глины и каков характер поверхности скольжения?

Отв. 0,22 кг/см^2 ; подошвенный круг.

3. В мягкой глине должна быть сделана выемка глубиной 9 м. Грунт имеет объемный вес $1,85 \text{ т/м}^3$ и сцепление $0,34 \text{ кг/см}^2$. Мягкий слой подстилается твердым грунтом на глубине 12 м ниже первоначальной поверхности грунта. Каким будет минимальный угол откоса, при котором может произойти разрушение?

Отв. $\beta = 69^\circ$.

4. Котлован со стенками, имеющими наклон 80° к горизонтали, вырывается в мягкой глине с объемным весом $1,95 \text{ т/м}^3$ и сцеплением $0,12 \text{ кг/см}^2$. До какой глубины может производиться экскавация без обрушения стенок? На каком расстоянии от верхнего края откоса поверхность скольжения будет пересекать поверхность грунта?

Отв. 2,7 м; 2,4 м.

5. Пласт глины состоит из трех горизонтальных слоев по 4,5 м толщиной каждый. Значения c для верхнего, среднего и нижнего слоев составляют соответственно 0,3; 0,2 и $1,5 \text{ кг/см}^2$.

Объемный вес равен $1,84 \text{ т/м}^3$. Выемка глубиной 6 м в этом грунте имеет откосы с заложением 1:3. Чему будет равен коэффициент устойчивости откосов?

Отв. 1,2.

6. До какой глубины может быть вырыт без крепления котлован в задаче 4, если грунт, кроме сцепления, имеет еще внутреннее трение с углом 20° ?

Отв. 4,3 м.

§ 32. ДАВЛЕНИЕ ГРУНТА НА КРЕПЛЕНИЕ КОТЛОВАНОВ

Деформативные условия при наличии крепления

Рис. 85 иллюстрирует один из методов крепления открытого котлована. Ряд металлических двутавровых свай забивается

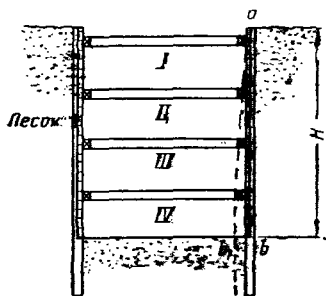


Рис. 85. Деформативные условия для горизонтального давления на крепление в котловане

с вдоль каждой стенки котлована до глубины на несколько метров ниже уровня земли. Стенки котлована между двутавровыми сваями крепятся горизонтальными досками, устанавливаемыми вплотную к грунту, по мере углубления котлована. Оба конца каждой доски заклиниваются между полками двутавровых свай. Сами сваи поддерживаются горизонтальными стальными или деревянными распорками, которые устанавливаются по мере выемки грунта. Чтобы рассчитать распорки, мы должны знать величину и распределение давления грунта.

В § 23 было показано, что давление грунта зависит не только от его свойств, но также и от ограничений, которые способ производства работ налагает на перемещения ограждения. Следовательно, первый шаг при исследовании давления грунта на крепление открытого котлована состоит в том, чтобы ознакомиться с характером этих ограничений. Когда размещается первый ряд распорок I (рис. 85), глубина выемки является все еще такой незначительной, что первоначальное напряженное состояние в грунте остается практически неизменным. Поэтому первый ряд распорок успевает стать на место прежде, чем произойдет какое-либо смещение массы грунта. Когда выемка продвигается к уровню следующего ряда распорок II, жесткость ряда I мешает горизонтальному смещению грунта, расположенного вблизи от поверхности грунта с обеих сторон выемки. Однако на сваи действует горизонтальное давление грунта с внешних сторон выемки. Под влиянием этого давления они подаются внутрь, поворачиваясь вокруг оси, лежащей в уровне верхнего ряда распорок. Следовательно, установке второго ряда распорок предшествует горизонтальное смещение грунта, расположенного с внешней стороны котлована на уровне этого ряда. С возрастанием глубины смещение также возрастает, потому что высота откоса с каждой стороны котлована растет. Поэтому по мере углубления котлована вертикальное сечение ab (рис. 85) занимает

положение ab_1 . Поскольку верхние распорки предотвращают расширение верхней части клина скольжения, грунт может разрушиться только так, как это указано на рис. 58. Вследствие этого активное давление грунта на крепление нельзя рассчитать с помощью теорий Кулона или Ренкина. Должен быть разработан такой метод, при котором было бы учтено влияние деформативных условий на характер разрушения.

Выше уже было показано, что деформативные условия, характеризующиеся линией ab_1 на рис. 85, приводят к разрушению, характер которого иллюстрируется рис. 58. Точно так же в § 23 было показано, что разрушение не может произойти, пока нижний край b ограждения (рис. 85) не сместится на расстояние, большее, чем bb_1 . Это расстояние зависит от глубины выемки и от физических свойств грунта. В дальнейшем мы будем принимать, что эти деформативные условия удовлетворяются. Наблюдения, на которых основывается это допущение, и необходимые данные приведены в § 48.

Котлованы в сухом или дренированном песке

На рис. 86 показано вертикальное сечение через один борт котлована глубиной H в сухом или дренированном песке. Первоначальное положение Н-свай обозначено сплошной линией ab , а конечное — пунктирной линией ab_1 . Давление грунта на крепление на единицу длины котлована обозначается через P_a в отличие от активного давления P_A , оказываемого такой же массой песка на подпорную стенку высотой H . Поскольку верхняя часть клина обрушения (рис. 86, а) не может перемещаться горизонтально, поверхность скольжения пересекает поверхность грунта под прямым углом (см. также рис. 58). Действительная кривая скольжения может быть аппроксимирована логарифмической спиралью, имеющей уравнение

$$r = r_0 e^{\theta \operatorname{tg} \varphi}. \quad (32.1)$$

Центр спирали находится на прямой линии, проходящей через точку d и образующей угол φ с горизонталью. Поскольку смещение горизонтального ограждения заставляет клин двигаться вниз вдоль задней стороны ограждения, равнодействующая давления грунта направлена под углом δ к горизонтали. Теоретические исследования, выходящие за пределы этой книги, показывают, что точка приложения давления грунта определяется формой поверхности скольжения, и наоборот. Если кривая скольжения аналогична bd на рис. 86, то теория указывает, что распределение давления песка на крепление является приближенно параболическим, как это видно из рис. 58, б, и что расстояние до центра давления $n_a H$ должно находиться между $0,45H$ и $0,55H$. Этот теорети-

ческий вывод был подтвержден измерениями давления в натурных котлованах. Поэтому в последующих вычислениях принимается, что n_a известно.

Чтобы определить положение поверхности скольжения, выбирают произвольную точку d_1 (рис. 86, б) на горизонтальной поверхности, примыкающей к верхнему краю котлована. Через эту точку и через нижний край борта котлована проводят логарифмическую спираль bd_1 с центром на d_1D_1 . Реакция F_1

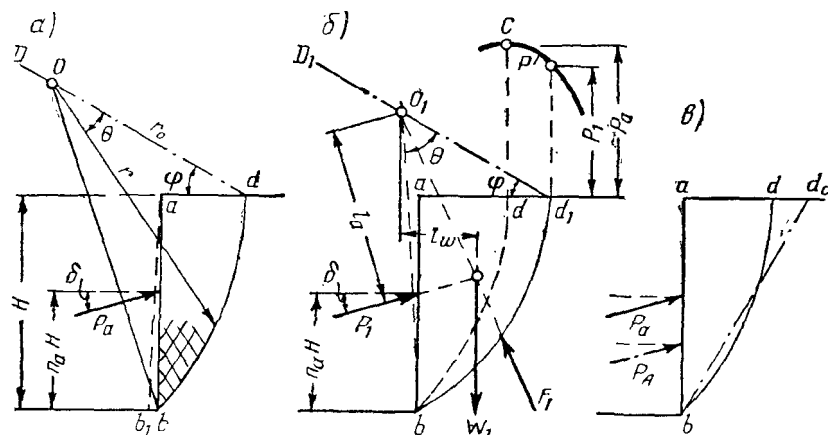


Рис. 86. Метод логарифмической спирали для расчета давления грунта на крепление в открытых котлованах

а — основная расчетная схема; б — силы, действующие на клин скольжения; в — сравнение с теорией Кулона

по поверхности скольжения bd_1 проходит через центр O_1 . Взяв моменты относительно O_1 , мы получим

$$P_1 l_a = W_1 l_w,$$

откуда

$$P_1 = \frac{W_1 l_w}{l_a}. \quad (32.2)$$

Аналогичный расчет проводится для спиралей, проходящих через $d_2, d_3, \dots$ (на рисунке не показано). Нанося значения $P_1, P_2, \dots$ и т. д. в качестве ординат над $d_1, d_2, \dots$, мы получаем кривую изменения P . Активное давление земли P_a равно максимальной ординате, соответствующей точке C , а поверхность скольжения проходит через точку d . Ширина ad верха клина, который развивает максимальное давление P_a , всегда будет значительно меньшей, чем ширина верха соответствующего клина Кулона abd_c (рис. 86, в).

Значение P_a зависит в известной степени от n_a . Оно незначительно увеличивается с ростом значения n_a и всегда

больше, чем соответствующее кулоновское значение P_A . Для значений $\varphi = 38^\circ$ и $\delta = 0^\circ$ возрастание n_a от 0,45 до 0,55 увеличивает P_a от $1,03P_A$ до $1,11P_A$. Если мы принимаем $n_a = 0,55$, ошибка идет в запас прочности, так как это значение является наибольшим из полученных до сих пор при измерениях в естественных условиях. Угол δ имеет очень малое влияние на отношение P_a/P_A . Следовательно, для предварительной оценки будет достаточно точным принять

$$P_a = 1,1P_A. \quad (32.3)$$

Следующий этап в исследовании состоит в том, чтобы определить усилия в отдельных распорках. Распределение горизонтального давления на крепление выемок является приближенно параболическим, как это показано на рис. 58,б, но от сечения к сечению в данной выемке оно несколько отклоняется от статистически средней величины вследствие изменения грунтовых условий и влияния способов производства работ. Вследствие этого для данного значения P_a усилия в отдельных распорках на данном уровне будут изменяться. Способ определения максимального усилия, которое может возникнуть в распорках любого заданного ряда, описывается в § 48.

Выемки в мягкой глине

Для мягкой глины значение φ равно 0, и уравнение (32.1) становится тождественным уравнению окружности, имеющей радиус $r = r_0$. Поскольку окружность должна пересекать поверхность грунта под прямым углом, ее центр должен быть расположен на уровне этой поверхности. Беря относительно центра окружности моменты сил, которые действуют на клин обрушения, можно рассчитать P_a . Сдвигающий момент создается весом клина. Удерживающий момент равен сумме моментов сил сцепления, которые действуют вдоль поверхности скольжения, и момента равнодействующей давления грунта P_a . Измерения в натурных выемках, пройденных в таких глинах, показали, что n_a находится между 0,4 и 0,55 и что соответствующее распределение горизонтального давления, как и в песке, является грубо параболическим. Метод определения максимального давления, которое может действовать на отдельные распорки, описывается в § 48.

Выпучивание дна котлованов в мягкой глине

В случае открытых котлованов в мягкой глине мы должны рассмотреть возможность разрушения основания вследствие выпучивания, так как вес столбов глины, примыкающих к откосам, стремится вытеснить подстилающую глину по направ-

лению к котловану. Рис. 87, *а* представляет поперечное сечение котлована в мягкой глине. Ширина его — B , а глубина — H . Две полосы a_1b_1 и c_1d_1 на уровне основания выемки несут нагрузку, равную весу столбов глины, расположенных над ними. Если эта нагрузка равна несущей способности полос, то

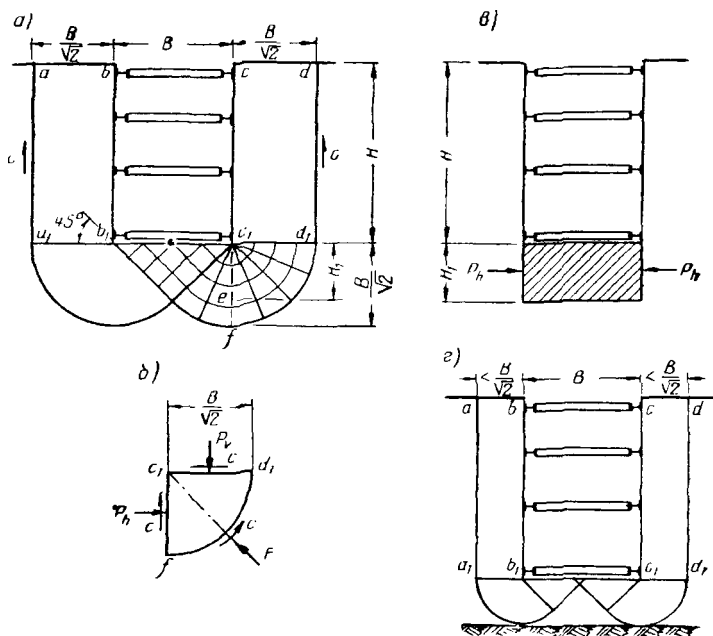


Рис. 87. Устойчивость дна котлована в мягкой глине

а — случай, когда твердые пласты не мешают течению глины; *б* — силы, действующие на клин c_1, d_1, f ; *в* — шпунтовые сваи забиты ниже дна котлована; *г* — случай, когда твердый пласт расположен на небольшой глубине ниже дна котлована

глина, расположенная ниже дна котлована, переходит в состояние пластического равновесия. Поскольку распорки предотвращают горизонтальное перемещение столбов глины, сопротивление сдвигу глины вдоль полос a_1b_1 и c_1d_1 предотвращает горизонтальное выжимание глины, находящейся непосредственно под полосами. Полосы a_1b_1 и c_1d_1 действуют поэтому аналогично фундаментам с шероховатыми подошвами. Края зон упругого равновесия, расположенных под нагруженными полосами, должны образовывать углы φ с горизонталью, как это показано на рис. 74, *б*. Однако, поскольку φ равно 0° , зоны упругого равновесия отсутствуют. Зона радиального сдвига начинается непосредственно под нагруженной полосой и простирается до границы пассивной ренкиновской зоны, которая проходит под углом 45° к горизонтالي. Поэтому

область пластического равновесия должна иметь характеристики, показанные на рис. 87, а, а полная ширина области составляет $B + \sqrt{2}B$. Согласно уравнению (29.3) несущая способность полос будет $q_d = 5,7c$.

Вес столба грунта, который стремится сместиться книзу с каждой стороны котлована, составляет $\frac{1}{2} \sqrt{2} B \gamma H$. Так как движению вниз препятствует сцепление cH вдоль вертикальной поверхности dd_1 , полная нагрузка P на c_1d_1 будет

$$P = \frac{1}{2} \sqrt{2} B \gamma H - cH.$$

Интенсивность нагрузки на c_1d_1 будет

$$p_v = \gamma H - \frac{\sqrt{2} cH}{B}. \quad (32.4)$$

Во избежание риска коэффициент устойчивости против выпучивания должен составлять минимум 1,5. Следовательно, давление p_v по уравнению (32.4) не должно превышать

$$\frac{q_d}{1,5} = \frac{5,7c}{1,5} = 3,8c.$$

Если шпунтовая стенка забита ниже дна котлована на глубину $c_1f = \frac{1}{2} \sqrt{2} B$, то горизонтальное давление на единицу длины ее нижней части, считая вдоль оси котлована, может быть найдено из рассмотрения равновесия клина c_1d_1f (рис. 87, б). Беря моменты относительно c_1 , мы имеем

$$\begin{aligned} p_h \frac{\sqrt{2}}{2} B \frac{\sqrt{2} B}{4} &= \\ &= p_v \frac{\sqrt{2}}{2} B \frac{\sqrt{2} B}{4} - \frac{c \sqrt{2} B}{8} \sqrt{2} B, \end{aligned}$$

откуда

$$p_h = p_v - \pi c. \quad (32.5)$$

Суммарное давление P_h , оказываемое на шпунтовые сваи, будет в этом случае

$$P_h = (p_v - \pi c) \frac{\sqrt{2}}{2} B. \quad (32.6)$$

Если шпунт доходит только до глубины H_1 ниже c_1 , то давление P_h воспринимается отчасти шпунтом, а отчасти грунтом на участке ef (рис. 87, а). Если расстояние H_1 больше, чем примерно две трети c_1f , то жесткость шпунтовых свай приводит к тому, что большая часть давления на ef передается благодаря арочному эффекту (см. § 33) на шпунтовые сваи.

Следовательно, суммарное давление на сваи будет все же определяться приближенно уравнением (32.6). Если H_1 меньше чем примерно две трети $c_1 f$, то величина $1,5H_1$ может быть подставлена вместо $\frac{1}{2}\sqrt{2}B$ в уравнение (32.6). Можно принять, что нагрузка P_h равномерно распределена по подземной части шпунтовых свай.

Горизонтальное давление P_h уравнивается сопротивлением сжатию заштрихованного на рис. 87, в блока грунта, равным $2cH_1$, и сопротивлением изгибу подземной части шпунтовых свай. Следовательно, шпунтовые сваи должны быть в состоянии воспринять нагрузку, равную $P_h - 2cH_1$. В противном случае они разрушатся вследствие изгиба, и дно котлована будет выпучено.

Если нижние концы шпунтовых свай забиты в твердый пласт, эффективность их возрастает по двум причинам. Заделка нижнего конца свай уменьшает максимальные изгибающие моменты в подземной части свай примерно до одной четверти значения для незаделанных свай. Кроме того, вертикальная нагрузка на сечение $c_1 d_1$ (рис. 87, а) понижается на ту часть веса грунта, которая передается благодаря внешнему сцеплению на шпунтовые сваи. Если сопротивление острия шпунтовых свай больше, чем внешнее сцепление, то понижение равно сцеплению между глиной и шпунтовыми сваями. Если оно меньше, то понижение равно сопротивлению острия.

Если твердый слой расположен на небольшом расстоянии от дна котлована, как это указано на рис. 87, г, то нижняя граница зоны пластического равновесия будет касательной к верхней поверхности твердого слоя. Общий характер сетки линий скольжения остается, однако, неизменным. Поскольку глубина пластической зоны ограничивается наличием твердого слоя на небольшой глубине, ширина столба грунта aa_1b_1b , который создает нагрузку с каждой стороны котлована, меньше чем $\frac{1}{2}\sqrt{2}B$. Однако сопротивление сдвигу вдоль aa_1 будет таким же, как и сопротивление вдоль aa_1 на рис. 87, а. Поэтому интенсивность вертикальной нагрузки на a_1b_1 на рис. 87, г будет меньше, чем интенсивность на рис. 87, а, и стремление дна к выпучиванию уменьшается.

Задачи

1. С помощью метода логарифмической спирали определить общее давление P на крепление котлована глубиной 9 м в песке без сцепления, для которого $\gamma = 2 \text{ т/м}^3$ и φ равно 30° . Значение δ принимается равным нулю. Центр давления расположен на 4,8 м выше дна котлована. Требуется также определить кулоновское значение P_A .

Ответ. 27,4; 25,8 т на 1 м.

2. Котлован имеет глубину 12 м в глине с объемным весом $2,03 \text{ т/м}^3$ и сцеплением $0,31 \text{ кг/см}^2$. Значения φ и δ приняты равными нулю. Точка приложения равнодействующей давления грунта на крепление расположе-

на на 5,4 м выше дна. Требуется найти значение равнодействующей давления грунта.

Ответ. 89 т на 1 м.

3. Котлован шириной 15 м имеет глубину 11 м в мягкой глине со сцеплением $c = 0,15 \text{ кг/см}^2$ и величиной $\gamma = 1,82 \text{ т/м}^3$. Значение φ равно нулю. Если шпунт не проходит ниже дна котлована, то чему равен коэффициент устойчивости против выпучивания оснований? Если шпунтовые сваи, имеющие момент сопротивления 2200 см^3 на 1 м стены, забиты до глубины на 3 м ниже дна котлована, то чему равен коэффициент устойчивости против выпучивания? Принять, что распорки расположены у дна котлована, что прочность глины на сжатие составляет $0,3 \text{ кг/см}^2$ и что стальные шпунтовые сваи напряжены до предела текучести, равного 2500 кг/см^2 .

Ответ. 0,45; 1,12.

§ 33. АРОЧНЫЙ ЭФФЕКТ В ГРУНТАХ

Давление земли на горизонтальное ограждение, показанное на рис. 85, является наибольшим примерно посредине высоты стенок котлована. Тем не менее, если удалить несколько горизонтальных досок, поддерживающих грунт посредине высоты, то оголенная часть стенок котлована остается устойчивой при условии, что грунт имеет хотя бы следы сцепления. Чтобы объяснить этот факт, мы вынуждены принять, что давление, которое воспринималось удаленными досками, переносится на те доски, которые остались на своем месте. Это явление перераспределения давления называется **арочным эффектом**.

Основные особенности арочного эффекта могут быть продемонстрированы опытом, изображенным на рис. 88, а. Слой сухого песка без сцепления с объемным весом γ помещается на платформе, имеющей опускной трап ab . Опускной трап смонтирован на весах (не показано), которые позволяют фиксировать изменение давления на трап. Толщина H слоя песка в несколько раз больше ширины опускного трапа.

Пока трап занимает первоначальное положение, давление как на него, так и на примыкающую платформу, равно γH на единицу площади. Однако, как только трап получает возможность опуститься вниз, давление на него уменьшается до не-

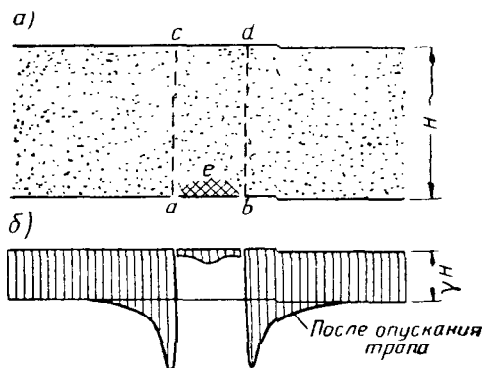


Рис. 88

a — установка для изучения арочного эффекта в слое песка над опускным трапом в горизонтальной платформе; b — давление на платформу и на трап до и после незначительного опускания трапа

значительной доли первоначальной величины, в то время как давление на примыкающие части платформы увеличивается. Это объясняется тем, что смещению вниз призмы песка, расположенной над опускающимся трапом, сопротивляются касательные напряжения по боковым сторонам ac и bd .

Теория, так же как и опыт строительства тоннелей, показывают, что предельное давление на оседающий трап практически не зависит от высоты H слоя песка. Оно не превышает веса массы песка, имеющей приблизительно размеры заштрихованной площади abe на рис. 88. Следовательно, если песок обладает хотя бы слабым сцеплением, то опускной трап может быть совершенно удален и песок не высыпется из отверстия.

ГЛАВА V

ОСАДКИ И КОНТАКТНОЕ ДАВЛЕНИЕ

§ 34. ВВЕДЕНИЕ

Цель исследования осадок

Термин осадка означает смещение сооружения книзу, обусловленное сжатием и деформацией подстилающего грунта.

Проектирование несущих конструкций здания или другого сооружения базируется за редкими исключениями на допущении, что сооружение опирается на несжимаемое основание. В действительности же, вес каждого сооружения сжимает и деформирует подстилающий грунт, и вследствие этого исходное проектное допущение никогда строго не удовлетворяется. Если подошва сооружения остается плоской, то осадка не имеет значения, так как напряжения в несущей конструкции не изменяются. С другой стороны, если под весом сооружения нагруженная поверхность прогибается, подошва сооружения также становится изогнутой и вся конструкция деформируется. Дополнительные напряжения, вызываемые этой деформацией, не учитываются при проектировании конструкции. Однако во многих случаях они настолько значительны, что могут ухудшить внешний вид здания или вызвать постоянные и непоправимые повреждения.

Вследствие сложности механических свойств грунта и влияния особенностей напластования, осадка здания может быть точно предсказана только в исключительных случаях. Тем не менее, теоретический анализ явления осадки необходим, ибо его результаты позволяют инженеру хотя бы установить те факторы, которые определяют величину и распределение осадки. Знание этих факторов является предпосылкой для разработки на основе имеющегося опыта строительства полуэмпирических правил проектирования фундаментов (§ 53).

Теоретический подход к проблеме осадок

Теоретические методы трактовки проблемы осадки должны выбираться в соответствии с механическими свойствами

основания и с характером напластования. Если намечаемое сооружение находится над одним или несколькими слоями очень сжимаемого грунта, перекрытыми и разделенными такими относительно несжимаемыми слоями, как песок, то осадки зависят только от физических свойств мягких слоев и от интенсивности и распределения вертикального давления на эти слои. Опыт показал, что вертикальное давление может быть рассчитано с достаточной точностью при допущении, что основание здания является совершенно упругим и однородным.

Точно так же, если сооружение опирается на достаточно однородный грунт, распределение вертикальных напряжений в горизонтальных сечениях может быть найдено при допущении, что основание является идеально упругим. Однако интенсивность и распределение всех других напряжений, по-видимому, весьма отличаются от интенсивности и распределения их в одинаково нагруженном идеально упругом основании и, кроме того, определение зависимости между напряжениями и деформациями для грунтов обычно невыполнимо. Следовательно, в таких случаях может оказаться необходимым исследовать соотношение между интенсивностью нагрузки и деформациями нагруженной площади с помощью полуэмпирических методов.

Расчет контактного давления

После того как проектировщик определил размеры фундаментов таким образом, чтобы неравномерность осадки не была слишком большой и опасной для сооружения, он должен рассчитать их на прочность. Для этого необходимо определить изгибающие моменты и перерезывающие силы в тех элементах фундамента, которые передают нагрузку от здания на грунт. Давление, которое действует по подошве одиночных фундаментов или сплошных плит на грунт, называется **к о н т а к т н ы м** давлением.

Распределение контактного давления по подошве некоторых фундаментов похоже на распределение давления в случае основания из упругого изотропного материала, но чаще всего оно является совершенно отличным. К тому же, если материалом основания является глина, то распределение контактного давления может значительно изменяться со временем. Чтобы упростить проектирование, расчет изгибающих моментов в фундаментах обычно основывают на произвольном допущении, что фундаменты опираются на постель из равномерно размещенных пружин. Этот метод описывается в § 37. Опыт показал, что для практических целей он обычно достаточно точен. Поэтому проектировщику достаточно быть знакомым только с общими соотношениями между типом грунта и ха-

рактором распределения давления. Если разница между расчетным и действительным распределением давления является большой и понижает запас прочности, то для большей надежности следует увеличить коэффициент запаса.

§ 35. ВЕРТИКАЛЬНЫЕ НАПРЯЖЕНИЯ В ГРУНТЕ ПОД ЗАГРУЖЕННЫМИ УЧАСТКАМИ

Уравнения Буссинеска

Приложение сосредоточенной вертикальной нагрузки к горизонтальной поверхности любого твердого тела создает систему вертикальных напряжений в каждой горизонтальной плоскости в пределах этого тела. Даже без вычисления ясно, что интенсивность вертикального давления в любом горизонтальном сечении нагруженного грунта уменьшается от максимума у точки, расположенной непосредственно под силой, до нуля на очень большом расстоянии от этой точки. Подобное распределение напряжений может быть представлено с помощью пространственной эпюры, имеющей форму колокола или купола, как это указано на рис. 92, б. Поскольку давление, оказываемое нагрузкой, постепенно рассеивается книзу, максимальное напряжение в любом горизонтальном сечении, выраженное максимальной высотой соответствующей колоколообразной эпюры, уменьшается с возрастанием глубины от нагруженной поверхности. Но условия равновесия требуют, чтобы общее приращение давления в любом горизонтальном сечении было равно приложенной силе. Поэтому с возрастанием глубины от поверхности грунта «колокола» напряжений становятся ниже, но шире.

Как теория, так и опыт показали, что форма эпюр напряжений более или менее независима от физических свойств нагруженного основания. Поэтому в практических задачах обычно можно оправдать вычисление этих напряжений при допущении, что нагруженный материал является упругим, однородным и изотропным. При этих допущениях сосредоточенная вертикальная нагрузка Q (рис. 89, а), действующая на горизонтальную поверхность массива очень больших размеров, вызывает в точке N массива вертикальное напряжение, имеющее интенсивность:

$$p_v = \frac{3Q}{2\pi z^2} \left[\frac{1}{1 + \left(\frac{r}{z}\right)^2} \right]^{3/2} \quad (35.1)$$

В этом уравнении z — вертикальное расстояние между N и поверхностью массива, r — горизонтальное расстояние от N до линии действия силы.

Уравнение (35.1) является одним из системы уравнений, известных как формулы Буссинеска, которые определяют полное напряженное состояние в точке N (рис. 89, *a*). Однако, в отличие от вертикального напряжения p_v , большинство других компонентов тензора напряжений в точке N зависит в значительной степени от характера зависимости между напряжениями и деформациями для нагруженного материала.

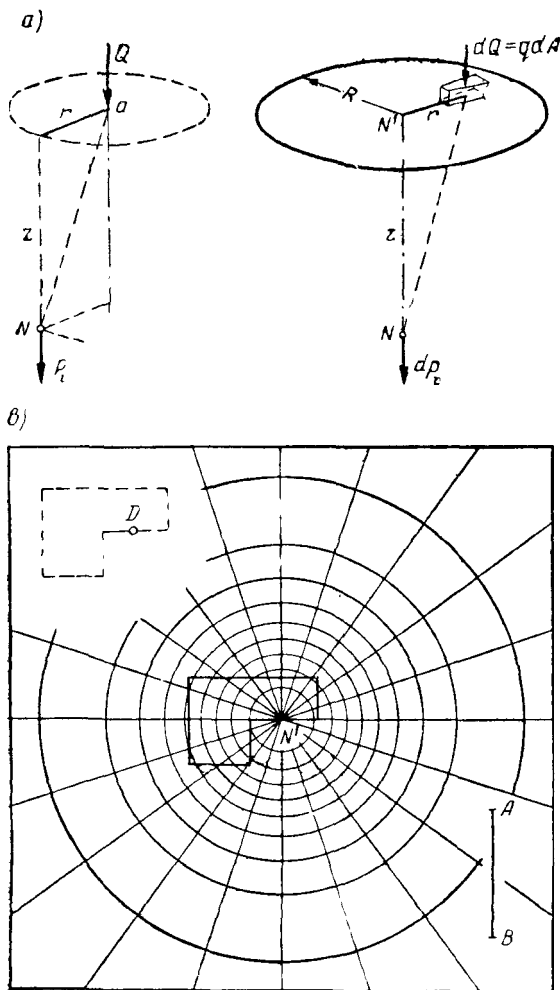


Рис. 89

a — интенсивность вертикального давления в точке N внутри полубесконечного твердого тела, на которое действует сосредоточенная сила Q ; *b* — вертикальное давление в точке N под центром круговой площадки, несущей нагрузку интенсивностью q ; *в* — применение карты влияния для расчета вертикального давления

Поскольку грунты даже приближенно не являются упругими и однородными, то остальные уравнения Буссинеска непригодны для вычисления напряжений в грунтах.

Распределение напряжений в горизонтальных сечениях ниже нагруженных участков

При вычислении вертикальных напряжений в грунте ниже сооружения обычно принимают, что последнее является совершенно гибким. Если некоторый участок поверхности массива очень больших размеров поддерживает равномерно распределенную и идеально гибкую нагрузку, имеющую интенсивность q , то интенсивность вертикального напряжения в любой точке N (рис. 89, б) этого массива можно вычислить, подразделяя нагруженную площадь на малые элементы dA , каждый из которых несет нагрузку

$$dQ = q dA.$$

Эта нагрузка рассматривается как сосредоточенная в центре тяжести элементарной площади dA . Согласно уравнению (35.1) каждая сосредоточенная сила вызывает в точке N вертикальное давление

$$dp_v = \frac{3q}{2\pi z^2} \left[\frac{1}{1 + \left(\frac{r}{z}\right)^2} \right]^{5/2} dA. \quad (35.2)$$

Интенсивность вертикального давления q , вызванного всей нагрузкой, находится с помощью интегрирования уравнения (35.2) по всей нагруженной площади. Например, если точка N расположена на глубине z под центром N' нагруженной площади, имеющей форму круга с радиусом R , то можно найти, что вертикальное давление равно

$$p_v = q \left[1 - \left(\frac{1}{1 + \left(\frac{R}{z}\right)^2} \right)^{3/2} \right]. \quad (35.3)$$

Если нагрузка интенсивностью q распределяется по площади, имеющей какую-либо форму, отличную от круговой, то напряжение p_v в произвольной точке N на глубине z ниже этой площади может быть легко вычислено с помощью графика на рис. 90. График изображает систему линий, расположенных на поверхности грунта. Он построен в таком масштабе, что расстояние AB равно глубине z . Точка N расположена непосредственно под центром концентрических кругов. График построен таким образом, что нагрузка интенсивностью q , распределенная над любым из участков, образованных двумя соседними радиусами и двумя соседними окружностями.

вызывает давление $p_v = 0,005q$ в точке N . Каждый участок является поэтому площадью влияния (или коэффициентом влияния) со значением 0,005 для напряжения p_v в точке N .

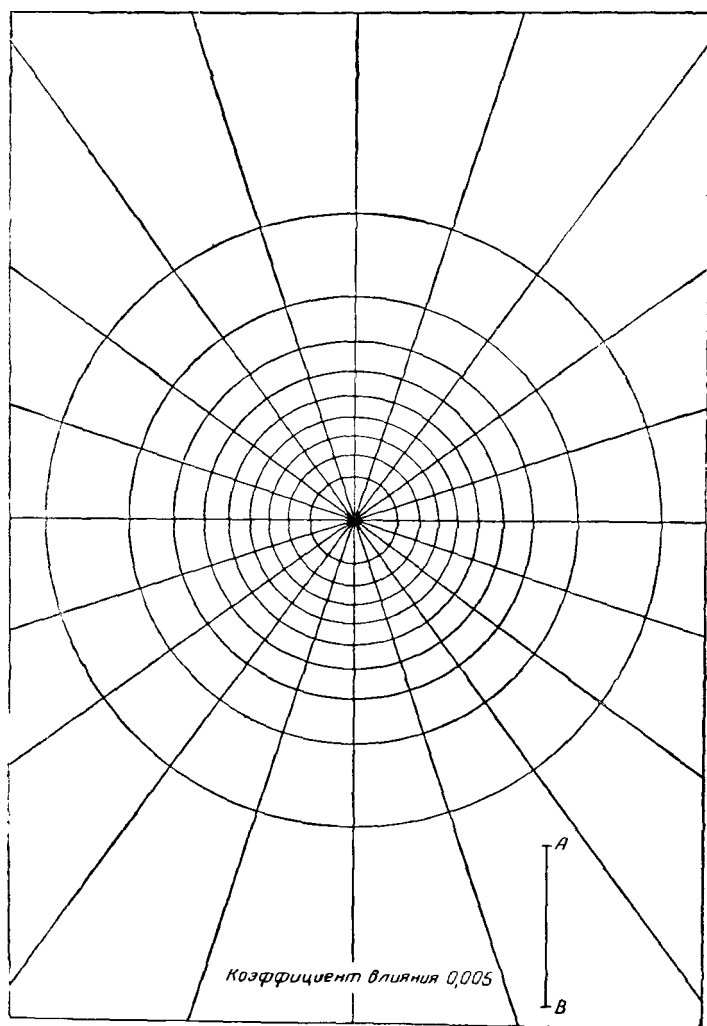


Рис. 90. Карта влияния для вертикального давления

Чтобы показать, как пользоваться этим графиком, найдем значение p_v на глубине 15 м под точкой D здания, показанного в плане на рис. 89, в. Вес здания дает равномерно распределенное давление в 15 т/м^2 по площади основания. Пер-

вый этап расчета заключается в вычерчивании на кальке плана здания в таком масштабе, чтобы глубина 15 м была равна расстоянию AB на графике. Затем помещают кальку над графиком таким образом, чтобы точка D была расположена непосредственно над точкой N' на схеме, и подсчитывают число площадей влияния, охватываемых контуром загруженной площади. В этом примере число площадей влияния составляет 31,5, и соответствующее напряжение p_v на глубине 15 м ниже D будет $31,5 \cdot 0,005 \cdot 15 = 2,4 \text{ т/м}^2$. Напряжение p_v в любой другой точке на той же глубине определяется таким же способом после перемещения кальки в положение, при котором новая точка будет находиться непосредственно над N' . Для определения напряжения в сечении на другой глубине z_1 вычерчивают на кальке план в другом масштабе так, чтобы глубина z_1 была равна расстоянию AB на графике.

Изменение напряжений с глубиной

Интенсивность вертикальных напряжений вдоль любой вертикальной линии под распределенной нагрузкой уменьшается с увеличением глубины z от поверхности. Поэтому, если мощность сжимаемого слоя очень большая, вертикальные напряжения в слое заметно уменьшаются от кровли к подошве. Однако сжатие тонкого слоя зависит исключительно от среднего вертикального напряжения, которое приближенно равно вертикальному напряжению посередине высоты слоя. Поэтому, если сжимаемый слой относительно тонок, изменением напряжений с глубиной можно пренебречь, и использование в расчете интенсивности и распределения напряжений в горизонтальной плоскости посередине высоты слоя будет давать достаточную точность.

На рис. 91 абсциссы кривой C_a выражают интенсивность вертикального напряжения на различных глубинах ниже центра квадратной площади $B \times B$, которая несет равномерно распределенную нагрузку интенсивностью q . Если всю нагрузку qB^2 заменить сосредоточенной силой $Q = qB^2$, дей-

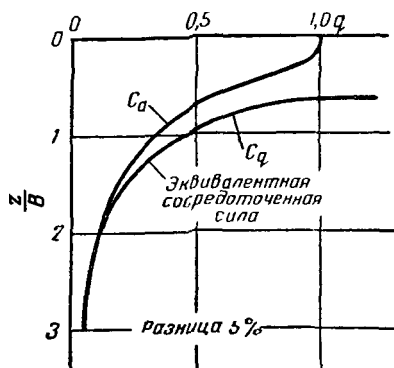


Рис. 91. Изменение вертикальных напряжений при замене равномерно распределенной по квадрату нагрузки (кривая C_a) эквивалентной сосредоточенной силой в центре квадрата (кривая C_q)

ствующей в центре квадратной площади, то вместо кривой C_a получается кривая C_q . График показывает, что кривые становятся почти одинаковыми на глубине около $3B$. На любой глубине, большей чем $3B$, напряжения в горизонтальном сечении, вызванные нагрузкой, распределенной по квадратной площади, являются практически такими же, как и напряжения от эквивалентной сосредоточенной силы, действующей в центре нагруженной площади. Следовательно, напряжения p_v в горизонтальных сечениях на глубине, большей чем $3B$, могут быть вычислены с помощью уравнения (35.1).

Удаление грунта из объема, который должен быть занят фундаментом, уменьшает вертикальное давление в каждой точке ниже дна котлована. Чтобы рассчитать соответствующее изменение напряжений, принимают, что поверхность грунта расположена на уровне дна котлована и что вес вынутой земли действует на этом уровне по направлению вверх.

Задачи

1. Сосредоточенная сила в 2,4 т действует на поверхность упругого массива очень больших размеров. Какой будет интенсивность вертикального напряжения, вызванного нагрузкой на глубине 6; 12 и 60 м? Какой будет интенсивность вертикального напряжения на тех же глубинах при горизонтальном расстоянии в 15 м от линии действия сосредоточенной силы?

Ответ. 32; 8; 0,32; 0,22; 0,74; 0,24 кг/см².

2. Круглая площадка на поверхности упругого массива, имеющего большие размеры, несет равномерно распределенную нагрузку в 1,2 т/м². Радиус круга составляет 3 м. Какова величина вертикального напряжения в точке на 4,5 м ниже центра круга и в точке на той же глубине под краем круга?

Ответ. 5,2; 3,1 т/м².

3. Здание очень большой длины имеет ширину 36 м. Его вес дает практически равномерную нагрузку на поверхность грунта 2,4 кг/см². В грунте между глубинами 21 и 27 м имеется слой мягкой глины. Остальная часть основания состоит из плотного песка. Требуется вычислить интенсивность вертикального напряжения от веса здания в следующих точках, расположенных в горизонтальной плоскости посредине высоты сжимаемого слоя: непосредственно под краем здания; на расстоянии 6 м от края к оси; на расстоянии 12 м от края к оси; непосредственно под осью.

Ответ. 1,12; 1,44; 1,67; 1,74 кг/см².

4. Если здание в задаче 3 занимает площадь 36×36 м², рассчитать напряжения в тех же самых точках в плоскости срединного вертикального сечения здания.

Ответ. 0,82; 1,10; 1,27; 1,34 кг/см².

5. Котлован для прямоугольного здания площадью в плане 60×36 м² достигает глубины 6 м. Извлеченный грунт представляет собой влажный песок с объемным весом 1,84 т/м³. На сколько уменьшится при удалении вырытого грунта вертикальное напряжение в точке, находящейся на 21 м ниже первоначальной поверхности грунта у угла здания?

Ответ. 0,27 кг/см².

§ 36. ОСАДКА ФУНДАМЕНТОВ

Фундаменты над ограниченными слоями мягкой глины

В следующих разделах описывается методика определения осадок сооружений, расположенных над ограниченным

слоем мягкой глины. Вес сооружения передается сплошной железобетонной плитой (рис. 92, а) на пласт песка, содержащего прослойку мягкой глины на глубине D ниже фундамента. Принимается, что вес сооружения равномерно распределен по площади, занятой фундаментом.

Поскольку песок является почти несжимаемым по сравнению с мягкой глиной, осадка почти полностью вызывается

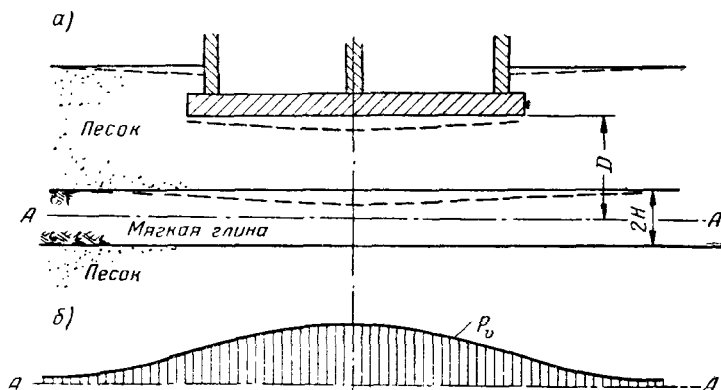


Рис. 92

а — осадка здания на сплошной фундаментной плите при наличии сжимаемого слоя на глубине D ; б — распределение вертикального давления по горизонтальному сечению посередине высоты сжимаемого слоя

сжатием слоя глины. Так как слой глины является ограниченным, сжатие, вызванное заданным давлением, может быть вычислено по способу, описанному в § 13. Однако необходимо рассчитать осадку различных точек фундамента, поскольку главная цель расчета состоит в том, чтобы определить искривление основания. Если толщина слоя глины мала по сравнению с мощностью вышележащего грунта, то можно принять, что средняя интенсивность вертикального давления p_v в глине под заданной точкой фундамента равна интенсивности вертикального давления под этой же точкой посередине высоты слоя. Это давление может быть определено с помощью графика (рис. 90).

Следующий шаг состоит в том, чтобы вычислить сжатие слоя глины под каждой из выбранных точек. Согласно уравнению (13.2) изменение Δn пористости равно

$$\Delta n = m_v \Delta p. \quad (13.2)$$

Величина m_v обозначает средний коэффициент объемной сжимаемости [уравнение (13.3)] при изменении давления от первоначального значения p_0 до конечного значения $p_0 + \Delta p$.

Добавочное давление Δp равно вертикальному давлению p_v , вычисленному по способу, описанному в § 35. Поскольку толщина сжимаемого слоя составляет $2H$, изменение толщины S , вызванное давлением p_v , составляет

$$S = 2H\Delta n = 2Hm_v p_v. \quad (36.1)$$

Величина S означает не только уменьшение толщины слоя под заданной точкой, но также и осадку основания в этой точке. Если основание содержит несколько сжимаемых слоев,

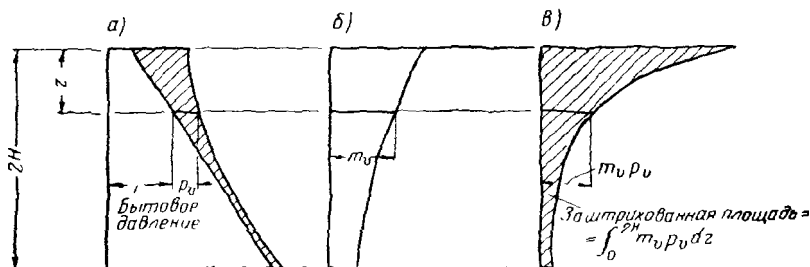


Рис. 93. Графический метод расчета осадки сжимаемого слоя, если вертикальное давление P_v и коэффициент объемной сжимаемости m_v изменяются с глубиной

то осадка данной точки фундамента равна сумме деформаций сжатия каждого из слоев вдоль вертикальной линии, проходящей через эту точку.

Если пласт глины относительно мощный или если p_v и m_v не могут приближенно приниматься постоянными по всей его толщине, то мы можем разделить пласт на несколько слоев и определить p_v и m_v для каждого слоя отдельно. С другой стороны, мы можем заменить уравнение (36.1) более общим уравнением

$$S = \int_0^{2H} m_v p_v dz,$$

в котором m_v и p_v представляют собой, соответственно, коэффициент объемной сжимаемости и дополнительное вертикальное давление на любой глубине z ниже точки, в которой должна быть рассчитана осадка. Интегрирование производится графически, как это показано на рис. 93. Дополнительное вертикальное давление p_v на любой глубине z под заданной точкой обозначается шириной заштрихованной площади на рис. 93, а. Чтобы определить правую границу заштрихованной площади, значение p_v должно быть вычислено для нескольких значений z ниже точки, в которой определяется осадка. В результате нанесения значений m_v в качестве

абсцисс и глубин в качестве ординат получается кривая на рис. 93, б. Ширина заштрихованной площади на рис. 93, в на глубине z делается равной произведению $m_v p_v$. Поэтому вся заштрихованная площадь численно равна осадке S .

Сжатие слоя глины сопровождается уменьшением ее влажности. Вследствие низкой проницаемости глины избыток воды исчезает очень медленно, что замедляет сжатие (см. § 14). Методы вычисления скорости осадки приведены в § 41. Однако в любой момент времени осадка равномерно нагруженной площади имеет форму желоба или чаши, так как вертикальное давление в сжимаемых слоях является максимальным у центра и уменьшается по направлению к краям площади (см. рис. 92, б).

Фундаменты на неслоистом грунте

Если основание является относительно однородным, то вес здания вызывает не только компрессию подстилающего грунта, но также выжимание его в горизонтальном направлении. Поэтому одна часть осадки может рассматриваться как вертикальное сжатие нагруженного слоя, вызванное уменьшением объема, а другая — как дополнительное сжатие, вызванное горизонтальным выжиманием грунта.

Если бы основание было идеально упругим и однородным до очень большой глубины, осадка, обусловленная выжиманием, была бы значительно большей, чем осадка за счет уменьшения объема. При заданной интенсивности нагрузки осадка нагруженных поверхностей, имеющих одну и ту же форму, как правило, увеличивается пропорционально ширине площадей.

Рассматривая осадку нагруженных площадей на различных грунтах, необходимо иметь в виду, что в случае глины осадка за счет горизонтального выжимания является обычно небольшой по сравнению с общей осадкой. По этой причине осадка фундаментов даже на мощных пластах глины может быть определена, по крайней мере приближенно, методом, описанным в начале главы. С другой стороны, если фундамент покоится на пластах неорганического ила или песка, то вторая часть осадки будет, по-видимому, значительно больше, чем первая.

Чтобы определить влияние размеров нагруженной площади и положения уровня воды на осадку фундамента на песке без сцепления, мы должны рассмотреть факторы, которые предопределяют деформативные свойства песка (§ 18). Теоретические исследования соотношений между напряжениями и деформациями, так же как и лабораторные испытания и наблюдения в естественных условиях, привели к следующим выводам.

Осадка фундамента шириной B уменьшается с увеличением среднего значения начального касательного модуля E_s слоя песка толщиной около B , расположенного под подошвой фундамента. Согласно рис. 42, касательный модуль песка возрастает с увеличением эффективного бокового давления. На любой заданной глубине ниже поверхности песка эффективное боковое давление примерно пропорционально эффективному давлению вышележащей нагрузки. Если уровень воды поднимается к поверхности песка с глубины большей, чем B , считая от подошвы фундамента, то эффективное давление уменьшается примерно на 50% (§ 12). Поэтому осадка увеличивается приблизительно на 100%.

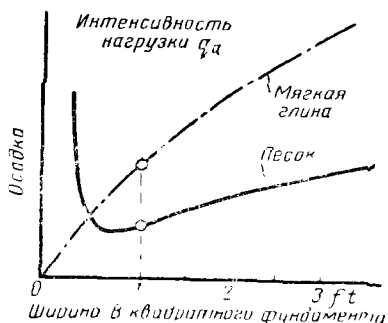


Рис. 94. Соотношение между шириной стороны квадратного фундамента и осадкой при одной и той же интенсивности нагрузки

стороны, предельная несущая способность фундамента и средний начальный касательный модуль песка тоже увеличиваются. Вследствие сочетания этих различных факторов нагрузка на единицу площади, которая требуется, чтобы вызвать данную осадку, изменяется с шириной фундамента приблизительно так, как это показано сплошной кривой на рис. 94.

На практике величина осадки фундамента на песке не может быть установлена на основе результатов лабораторных испытаний образцов грунта. Однако она может быть грубо оценена с помощью полуэмпирических правил, основанных отчасти на упомянутых выше общих соотношениях, а отчасти на данных наблюдений за осадками и на результатах простых полевых испытаний, как например испытания на пенетрацию (§ 54 и 55).

Задачи

1. Слой мягкой глины, описанный в задаче 3 (§ 35), имеет влажность 45%. Удельный вес глины составляет $2,7 \text{ г/см}^3$, а объемный вес плотного песка равен $2,08 \text{ т/м}^3$. Уровень воды находится на поверхности грунта. Из результатов испытаний на компрессию было найдено, что C_c равно 0,5. Рассчитать осадку края и центра сооружения.

Ответ. 22; 31 см.

2. Равномерно распределенная нагрузка, равная $14,6 \text{ т/м}^2$, действует по очень большой площади поверхности грунта. Основание состоит из пласта плотного песка, содержащего два слоя глины по 3 м толщиной

каждый. Кровля верхнего слоя расположена на глубине 6 м, а нижнего слоя — на глубине 21 м. Значение C_s составляет 0,35 для обоих слоев. Естественная влажность и удельный вес составляют 34% и 2,75 г/см³ соответственно. Песок имеет объемный вес 2 т/м³ и полностью взвешен. Чему равна осадка поверхности грунта, вызванная равномерной нагрузкой?

Ответ. 38 см.

§ 37. КОНТАКТНОЕ ДАВЛЕНИЕ И ТЕОРИИ УПРУГОЙ ПОСТЕЛИ

Контактное давление по подошве жесткого фундамента

Поскольку осадка совершенно жесткого фундамента обязательно равномерна, то распределение давления по подошве такого фундамента тождественно с распределением нагрузки, которое требуется, чтобы вызвать равномерную осадку нагруженной площади. Если грунт состоит из идеально упругого материала, из глины или из песка, содержащего толстые слои мягкой глины, то равномерно нагруженная площадь принимает форму мелкой чаши или ковш. Чтобы получить равномерную осадку, необходимо было бы сместить часть нагрузки от центра нагруженной площади к краям. Следовательно, контактное давление по подошве жесткого фундамента, который лежит на таком грунте, увеличивается от центра основания по направлению к краям.

С другой стороны, если равномерно нагруженная площадка подстилается песком, осадка больше по краям, чем в центре. Равномерная осадка может быть получена только при таком распределении нагрузки, при котором ее интенсивность максимальна в центре и уменьшается до минимума по краям. Следовательно, распределение контактного давления по подошве жесткого фундамента на песке имеет такой же характер. На рис. 95 показан разрез жесткого ленточного фундамента шириной B , который лежит на идеально упругом однородном грунте очень большой глубины. Нагрузка на фундамент составляет $q_a B$ на единицу его длины. Расчет по методу теории упругости показывает, что контактное давление возрастает от величины меньшей, чем $0,7q_a$ в центре до бесконечно большого значе-

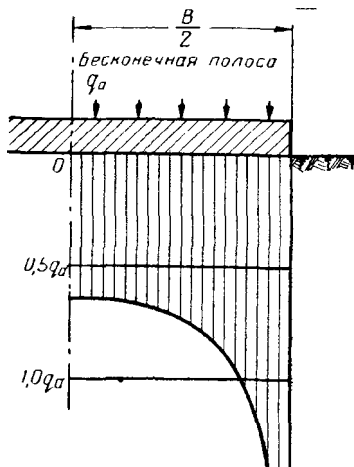


Рис. 95. Распределение контактного давления по подошве равномерно нагруженного жесткого фундамента очень большой длины на идеально упругом, однородном и изотропном грунте

ния у краев (рис. 95). Если фундамент лежит на реальном упругом материале, то давление у краев не может превышать некоторого конечного значения q_c , при котором материал переходит из упругого в полупластическое или пластическое состояние. Соответствующее распределение контактного давления показано на рис. 96, а кривой C_1 .

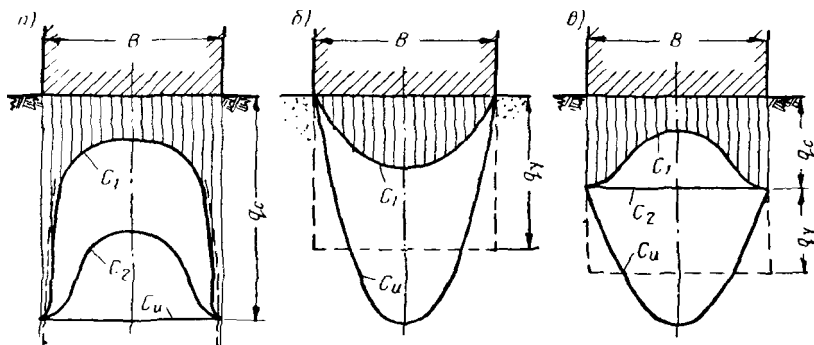


Рис. 96. Распределение контактного давления по подошве гладкого жесткого фундамента на основании из

а — реального упругого материала; *б* — песка баз сцепления; *в* — грунта, имеющего промежуточный характер. Кривые C_u изображают распределение контактного давления, когда нагрузка на фундамент достигла предельного значения

Если нагрузка на фундамент (рис. 96, *а*) увеличивается, то состояние пластического равновесия распространяется от краев, и распределение контактного давления изменяется. Если подошва фундамента гладкая, то распределение становится совершенно равномерным в тот момент, когда грунт разрушается в результате пластического течения. Кривая C_u выражает распределение на этой стадии, а кривая C_2 — на промежуточной стадии. Если подошва слипается с основанием, то конечное распределение аналогично распределению, показанному на рис. 76, *а*.

Если жесткий или гибкий фундамент лежит на поверхности массы сухого несвязного песка, то согласно теории интенсивность контактного давления при любой нагрузке уменьшается от максимума в центре до нуля у краев, как это показано на рис. 96, *б*. Экспериментальные исследования привели к такому же заключению.

Рис. 96, *в* дает распределение давления по подошве фундамента, поддерживаемого грунтом, промежуточным по своему характеру, между чисто связными грунтами и чисто сыпучими. При небольших нагрузках контактное давление увеличивается от центра по направлению к краям фундамента (кривая C_1). По мере того как нагрузка увеличивается, давление

в центре тоже увеличивается, в то время как давление у краев остается без изменения. В момент разрушения давление уменьшается от центра по направлению к краям, как это показывает кривая C_{II} .

Понятие о реакции упругой постели

Рис. 96 показывает, что соотношение между деформативными характеристиками основания и контактным давлением по подошве идеально жесткого фундамента является далеко не простым. Если фундамент не жесткий, то это соотношение становится еще более сложным. Поэтому даже грубое определение эпюры действительного контактного давления является чрезвычайно громоздким. Однако, не зная, хотя бы приближенно, контактного давления, нельзя проектировать и фундаментные плиты. Поэтому общепринято, да и необходимо, определять контактное давление на основе упрощающих допущений и компенсировать ошибку, вызванную этими допущениями, путем введения соответствующего коэффициента запаса.

Упрощенные приемы основываются на произвольном и неточном допущении, что осадка S любого элемента загруженной площади абсолютно не зависит от нагрузки на примыкающие элементы. Далее принимается, в отличие от действительности, что соотношение

$$K_s = \frac{p}{S} \quad (37.1)$$

между интенсивностью p давления на элемент и соответствующей осадкой S будет постоянным и равным K_s г/см³. В отличие от действительного контактного давления, которое действует по подошве фундамента, воображаемое давление p , которое удовлетворяет уравнению (37.1), называется реакцией упругой постели. Дальше в этом параграфе символ p употребляется лишь для обозначения этой реакции. Он не будет использоваться для обозначения действительного контактного давления. Коэффициент K_s называется коэффициентом постели. Теории, которые основываются на указанных выше допущениях, называются теориями упругой постели.

Жесткие фундаменты на упругой постели

В случае жесткого фундамента уравнение (37.1) приводит к заключению, что эпюра реакции p по подошве фундамента должна быть плоской, потому что жесткий фундамент остается при осадке плоским. Следовательно, чтобы рассчитать жесткий фундамент в соответствии с уравнением (37.1), мы

принимая только, что реакция постели имеет линейное распределение. Кроме того, мы должны удовлетворить требованиям статики, согласно которым:

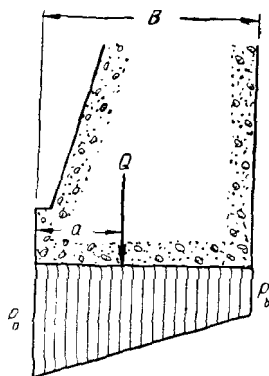


Рис. 97. Реакция основания в случае жесткой гравитационной подпорной стенки

1) суммарная реакция равна сумме вертикальных нагрузок, которые действуют на основание;

2) момент равнодействующей вертикальной нагрузки относительно произвольной точки равен моменту суммарной реакции основания относительно этой же точки.

В качестве примера рассмотрим жесткую гравитационную подпорную стенку, показанную на рис. 97. Ширина подошвы равна B и равнодействующая Q вертикальных нагрузок на основание действует на расстоянии a от внешнего ребра. Реакция основания у внешнего ребра подошвы равна p_a , а у внутреннего ребра подошвы — p_b . В соответствии со сказанным выше принимаем, что распределение реакций является линейным между этими двумя точками. Составляем два уравнения статики:

$$Q = \frac{1}{2} B (p_a + p_b) \quad (37.2)$$

и

$$Qa = \frac{1}{6} B^2 p_a + \frac{1}{3} B^2 p_b. \quad (37.3)$$

Эти уравнения могут быть решены относительно p_a и p_b .

Необходимо указать, что уравнения (37.2) и (37.3) не содержат коэффициента постели K_s . Другими словами, распределение реакции p по подошве жесткого фундамента не зависит от степени сжимаемости основания. Этот факт дает возможность отчетливо представить себе разницу между реакцией упругой постели и действительным контактным давлением. Если равнодействующая Q нагрузок на фундамент проходит через центр тяжести нагруженной площади A , то реакция упругой постели распределяется равномерно по подошве фундамента и повсюду равна Q/A . С другой стороны, распределение действительного контактного давления по подошве того же фундамента может быть далеким от равномерного, как это показано на рис. 96. Оно зависит от деформативных характеристик грунта и от интенсивности нагрузки.

Несмотря на эти явные расхождения между теорией и действительностью, теория упругой постели может быть с доста-

точной степенью уверенности использована в установившихся на практике приемах проектирования фундаментов, так как ошибки не выходят за обычные пределы запаса прочности и, как правило, увеличивают его.

Гибкие фундаменты на упругой постели

Если фундамент или плита не являются абсолютно жесткими, то распределение реакции зависит как от численного значения K_s , так и от жесткости фундамента на изгиб. Влияние этой последней иллюстрируется рис. 98, на котором показано поперечное сечение через длинную прямоугольную упругую пластину. По продольной оси этой пластины приложена линейная нагрузка интенсивностью Q . Пластина лежит на упругой постели. Вследствие гибкости пластины осадка уменьшается от оси к краям. Соответственно, реакция постели также уменьшается от максимального значения по оси до минимального у краев. Если пластина очень гибкая, то края могут подняться, и реакция постели под внешними полосами пластины может сделаться равной нулю. Во всяком случае при данной линейной нагрузке Q и заданной ширине B пластины максимальный изгибающий момент в гибкой пластине по сравнению с жесткой будет очень сильно снижен.

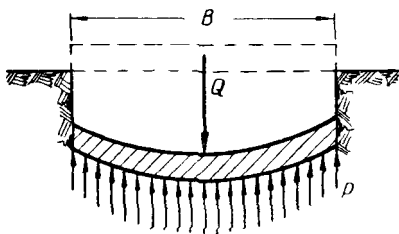


Рис. 98. Упругая плита большой длины на упругом основании под действием линейной нагрузки

Реакция постели в случае относительно гибких фундаментов может быть вычислена с помощью теории балок на сплошной упругой постели¹. Эта теория основывается на том очевидном факте, что вертикальное перемещение точек фундамента, вызванное осадкой и изгибом, должно быть равным осадке поверхности грунта в тех же самых точках. Вычисление осадки поверхности грунта основывается на уравнении (37.1). В противоположность уравнениям (37.2) и (37.3), которые относятся к жесткому фундаменту, уравнение для расчета реакции постели в случае гибкого фундамента всегда содержит коэффициент K_s [уравнение (37.1)].

Поскольку теория балок на сплошной упругой постели основывается на уравнении (37.1), она не может быть более точной, чем теория реакции постели в случае жестких фунда-

¹ В нашей литературе упругую постель часто называют Винклеровским основанием. (Ред.)

ментов. Она может быть даже менее точной, так как содержит погрешность, связанную с определением K_s . Так как эти расчеты всегда громоздки они оправдываются только в случаях, когда приводят к значительному снижению стоимости сооружения.

Во всех теориях упругой постели принимается, что коэффициент K_s , который выражает соотношение между интенсивностью нагрузки на упругую постель и соответствующим вертикальным перемещением, имеет постоянное значение, зависящее только от физических свойств грунта. Однако соотношение между средней интенсивностью давления на поверхность данного тела и соответствующей осадкой не является постоянным. Для круглых фундаментов на упругом изотропном основании это соотношение уменьшается, по мере того как увеличивается радиус фундамента. Для фундамента данного размера, который покоится на грунте, оно также уменьшается с увеличением интенсивности нагрузки. Кроме того, оно является различным для различных точек основания одного и того же фундамента. Поэтому определение K_s сопряжено с многочисленными погрешностями, и обычная методика этого определения путем испытания пробной нагрузкой в малом масштабе встречает те же ограничения, что и метод пробной нагрузки вообще, описанный в § 54.

Задачи

1. Гравитационная подпорная стенка имеет ширину подошвы 2,4 м. Направление равнодействующей вертикальных и горизонтальных сил пересекает подошву на расстоянии 0,9 м от внешнего ребра. Вертикальная компонента равнодействующей составляет 17,9 т/м. Чему равна реакция постели у внешнего и внутреннего ребра подошвы?

Ответ. 1,3 кг/см²; 0,18 кг/см².

2. Фундамент с трапециевидальной подошвой имеет длину 3,6 м, ширину 0,9 м в одном конце и 1,8 м в другом конце. Он несет по оси две колонны, одну на расстоянии 0,6 м от узкого конца и другую — на расстоянии 0,9 м от широкого конца. Нагрузка на первую колонну составляет 18 т, на вторую колонну — 36 т. Если принять, что фундамент жесткий, чему равна реакция постели на каждом конце?

Ответ. 1 кг/см².

ГИДРАВЛИКА ГРУНТОВ

§ 38. ОБЛАСТЬ ГИДРАВЛИЧЕСКИХ ПРОБЛЕМ

В предыдущих главах части Б рассматривались грунты, которые являются сухими, влажными или покрытыми неподвижной водой. Взаимодействие между грунтами и фильтрующей водой не рассматривалось. Однако существует три группы задач геотехники, которые не могут быть решены без знания законов, определяющих это взаимодействие. Одна группа задач относится к определению количества воды, которая поступает в котлованы во время строительства, или количества воды, которая теряется из водохранилищ в результате просачивания через дамбы или их основания (§ 39). Во второй группе задач рассматривается влияние фильтрационного давления на устойчивость откосов и фундаментов (§ 40 и 42). В третьей группе рассматривается влияние проницаемости на скорость, с которой избыточная вода удаляется из нагруженных пластов глины (§ 41).

Теоретическое решение каждой из этих задач основывается на допущении, что масса грунта, сквозь которую движется вода, является однородной или что она состоит из немногих однородных слоев с хорошо очерченными границами. Аналогичные допущения принимались при выводе всех теорий, изложенных в первых двух главах части Б. Однако в гидравлических задачах практические последствия этих допущений являются принципиально иными.

Давление земли, устойчивость и осадка зависят исключительно от средних значений соответствующих характеристик грунта. Поэтому даже значительный разброс давлений по сравнению со средней величиной не имеет существенного практического значения. С другой стороны, в гидравлических задачах незначительные, на первый взгляд, геологические детали могут оказать решающее влияние как на величину фильтрационного расхода, так и на распределение фильтрационного давления в грунте. Следующий пример иллюстрирует это положение,

Если толстый пласт песка содержит несколько тонких слоев плотного мелкого ила или жесткой глины, то наличие этих слоев практически не оказывает никакого влияния на боковое давление, производимое песком на крепление открытого котлована выше уровня воды, на предельную несущую способность песка или на осадку сооружения, расположенного на песке. Следовательно, в задачах, рассмотренных в предыдущих главах части Б, наличием таких слоев можно без риска пренебрегать, и не имеет значения, замечены они при бурении или нет.

С другой стороны, для любой практической задачи, в которой рассматривается течение воды сквозь песок, например, из водоема с верховой стороны шпунтового ряда в нижний бьеф, наличие или отсутствие тонких слоев относительно непроницаемого грунта имеет решающее значение. Если один из слоев является непрерывным и расположен выше нижнего конца шпунтового ряда, то он почти полностью преграждает фильтрацию. Если слои не сплошные, то невозможно определить их влияние на величину и направление фильтрации без знания степени их прерывности. Однако эта степень практически не может быть определена. Действительно, бурение может вообще даже не обнаружить наличия этих слоев.

Каждый естественный пласт грунта и каждая искусственная насыпь содержит либо необнаруженные, либо такие, которые и невозможно обнаружить, включения материала с исключительно высокой или низкой проницаемостью. О границах этих включений можно лишь строить предположения. Вследствие этого разница между действительностью и результатами любых исследований, относящихся к движению воды сквозь грунт, может быть очень большой, независимо от тщательности и внимания, с которыми испытывался грунт. Однако, если не вести никаких исследований вообще, то инженер окажется полностью во власти случая. Поэтому благоразумие требует следующей методики решения гидравлических задач. Проект должен основываться на результатах тщательных гидравлических исследований. Однако в течение всего периода строительства и, если это необходимо, еще несколько лет после его окончания должны проводиться полевые наблюдения, которые необходимы, чтобы установить, отличаются ли и в какой степени действительные гидравлические условия от предположенных при проектировании. Если наблюдения покажут, что действительные условия являются менее благоприятными, чем принятые в проекте, то последний должен быть видоизменен в соответствии с установленными данными. Благодаря этой методике, которая иллюстрируется рядом примеров в части В, удалось предотвратить большое число аварий плотин.

§ 39. ФИЛЬТРАЦИОННЫЕ РАСЧЕТЫ

Основные соотношения

В приведенном ниже анализе принято, что поток воды через грунт подчиняется закону Дарси [уравнение (11.6)] и что грунт состоит из такого относительно несжимаемого материала, как песок, пылеватый песок или горная мука.

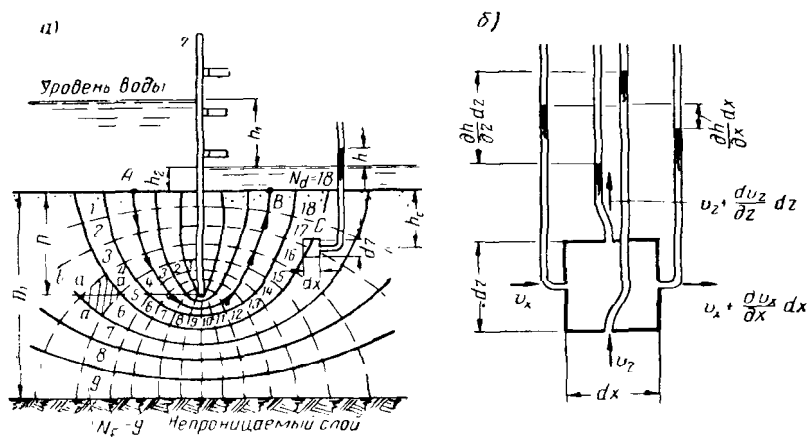


Рис. 99

a — течение воды вокруг нижнего края единичного шпунтового ряда в однородном песке; *б* — гидростатическое давление по четырем граням элементарного объема песка, заштрихованного на рис. 99, *a*

Чтобы вычислить скорость течения воды сквозь такой грунт, необходимо определить интенсивность и распределение нейтральных напряжений, называемых обычно поровым давлением. Эти напряжения могут быть определены путем построения графика, называемого сеткой течения, которая характеризует течение воды через несжимаемый грунт. Чтобы проиллюстрировать этот метод, вычислим количество воды, которое уходит из водоема в результате фильтрации через основание одиночной шпунтовой перемычки, показанной на рис. 99, *a*. Принимается, что шпунтовый ряд является непроницаемым. Сваи забиваются до глубины D в однородный слой песка, имеющий мощность D_1 . Песок лежит на горизонтальном непроницаемом основании. Гидравлический напор (см. § 11) поддерживается постоянным. Вода, поступающая в песок со стороны верхнего бьефа, перемещается вдоль кривых, называемых линиями тока. Кривая AB , помеченная стрелками, является одной из таких линий тока.

На рис. 99, б показан призматический элемент проницаемого слоя, вычерченный в крупном масштабе. Длины сторон этого элемента в плоскости чертежа равны dx и dz . Длина в направлении, перпендикулярном чертежу, обозначена dy . Пусть

v_x — компонента скорости расхода в горизонтальном направлении;

$i_x = \partial h / \partial x$ — гидравлический градиент в горизонтальном направлении;

v_z и $i_z = \partial h / \partial z$ — соответствующие значения для вертикального направления;

h — гидравлический напор в месте, занятом элементом.

Общее количество воды, которая поступает в элемент в единицу времени, будет

$$v_x dz dy + v_z dx dy.$$

Количество воды которая выходит из него, составляет

$$v_x dz dy + \frac{\partial v_x}{\partial x} dx dz dy + v_z dx dy + \frac{\partial v_z}{\partial z} dz dx dy.$$

Если жидкость совершенно несжимаема, а объем пустот, занятый жидкостью, является постоянным, то количество воды, которая поступает в элемент, равно количеству воды, которая уходит из него. Поэтому

$$\left(v_x dz dy + \frac{\partial v_x}{\partial x} dx dz dy + v_z dx dy + \frac{\partial v_z}{\partial z} dz dx dy \right) - (v_x dz dy + v_z dx dy) = 0,$$

или

$$\frac{\partial v_x}{\partial x} + \frac{\partial v_z}{\partial z} = 0. \quad (39.1)$$

Уравнение (39.1) известно как уравнение неразрывности потока, параллельного плоскости XZ. Поскольку как вода, так и грунт являются по меньшей мере слабо сжимаемыми, то течение воды сквозь грунт не удовлетворяет строго уравнению неразрывности. Однако в практических фильтрационных задачах этот факт обычно, хотя и не всегда, можно не принимать во внимание.

Из уравнения (11.6) получим

$$v_x = k i_x = k \frac{\partial h}{\partial x}$$

и

$$v_z = ki_z = k \frac{\partial h}{\partial z}.$$

Из этих уравнений можно видеть, что скорости v_x и v_z можно рассматривать как частные производные по x и по z величины

$$\Phi = kh,$$

называемой потенциалом скорости. Подставив значения

$$v_x = \frac{\partial \Phi}{\partial x} \text{ и } v_z = \frac{\partial \Phi}{\partial z}$$

в уравнение (39.1), получим

$$\frac{\partial^2 \Phi}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \Phi}{\partial z^2} = 0. \quad (39.2)$$

Этому выражению, известному как уравнение Лапласа, подчиняется течение любой несжимаемой жидкости через несжимаемый пористый материал, когда течение может рассматриваться как двухмерное. Это уравнение может быть представлено графически с помощью двух систем кривых, которые пересекаются под прямыми углами. Кривые одной системы называются линиями тока, а кривые другой системы — эквипотенциальными линиями. Во всех точках вдоль какой-либо эквипотенциальной линии вода поднимается в пьезометрической трубке до одного и того же уровня, называемого пьезометрическим уровнем (§ 11) и соответствующего данной эквипотенциальной линии. Частицы воды перемещаются вдоль линии тока под прямыми углами к эквипотенциальным линиям.

В задаче, приведенной на рис. 99, а, поверхность песка с верховой стороны является одной из эквипотенциальных линий, а низовая поверхность — другой. Поверхность непроницаемого основания песка является линией тока. Все это образует гидравлические граничные условия задачи. Решая уравнение (39.2) в соответствии с этими граничными условиями, мы получаем данные, необходимые для построения сетки течения, показанной на рис. 99, а. Каждая полоса, расположенная между двумя примыкающими линиями тока, как это показано на рисунке, называется полосой или трубой течения, а каждый участок полосы течения, расположенный между двумя эквипотенциальными линиями, называется полем или элементом сетки течения. Удобно строить эквипотенциальные линии таким образом, чтобы разность пьезометрических уровней для любых двух примыкающих эквипотенциальных линий была одинаковой. Эта разность называется падением потенциала Δh . Если

h_1 выражает полную разность напоров и N_d — количество падений потенциала ($N_d=18$ на рис. 99, а), то падение потенциала будет равно

$$\Delta h = \frac{h_1}{N_d}. \quad (39.3)$$

Раз сетка течения построена, поровое давление в любой точке, расположенной в ее пределах, как например точка C на рис. 99, а, может быть легко определено на основе следующего рассуждения. Если бы не было течения, т. е. если бы поверхность низового грунта была совершенно непроницаемой, нейтральное давление в точке C было бы равно сумме гидравлического напора h_1 и величины $h_2 + h_c$. Однако в результате течения, которое на самом деле имеет место, возникает падение напора между поверхностью верхового грунта и точкой C . Поскольку C расположена на правой границе 16-го падения потенциала и $N_d=18$, это падение напора равно $16 h_1/18$. Поэтому давление в воде в точке C будет

$$u_w = \left(h_1 + h_2 + h_c - \frac{16}{18} h_1 \right) \gamma_w.$$

Та часть

$$\left(h_1 - \frac{16}{18} h_1 \right) \gamma_w = h \gamma_w,$$

которая обусловлена лишь течением воды, называется избыточным гидростатическим давлением.

Расчет фильтрации и фильтрационного давления

Чтобы вывести уравнения, необходимые для расчета фильтрационного расхода, мы рассмотрим поле, заштрихованное на рис. 99, а. Длина его стороны в направлении линии тока составляет a . Гидравлический градиент поперек поля равен

$$i = \frac{\Delta h}{a}$$

и скорость фильтрации будет

$$v = ki = k \frac{\Delta h}{a} = \frac{k}{a} \cdot \frac{h_1}{N_d}.$$

Если ширина поля, измеренная под прямыми углами к линиям тока, принимается равной произвольному значению b , то количество воды, протекающее через поле на единицу ширины шпунтового ряда, будет равно

$$\Delta Q = bv = k \frac{b}{a} \cdot \frac{h_1}{N_d}.$$

Чтобы упростить расчет, сетки течения строятся таким образом, чтобы $b=a$ или, другими словами, таким образом, чтобы каждое поле было квадратным. При этом допущении мы получаем

$$\Delta Q = k \frac{ah_1}{aN_d} = k \frac{h_1}{N_d}. \quad (39.4)$$

Если N_f обозначает полное число полос течения ($N_f=9$ на рис. 99, а), то расход Q на единицу ширины шпунтового ряда в единицу времени будет

$$Q = N_f \Delta Q = kh_1 \frac{N_f}{N_d}. \quad (39.5)$$

С помощью этого уравнения расход может быть легко вычислен после того, как построена сетка течения.

Полное избыточное гидростатическое давление с верховой стороны кубического элемента со стороной a будет

$$a^2 \cdot 15 \Delta h \gamma_w$$

и с низовой стороны

$$a^2 \cdot 14 \Delta h \gamma_w.$$

Разница между этими двумя давлениями

$$p_s = a^2 \Delta h \gamma_w = a^3 \frac{\Delta h}{a} \gamma_w$$

передается водой на зерна грунта. Так как $\Delta h/a$ равно гидравлическому градиенту i и a^3 является объемом элемента, то вода действует на грунт с силой, равной

$$p_s = i \gamma_w \quad (39.6)$$

на единицу объема. Эта сила называется фильт्राционным давлением. Она имеет размерность объемного веса, и в любой точке ее направление касательно к линии тока.

Построение сетки течения

Данные, которые требуются для графического построения сетки течения, могут быть получены с помощью решения уравнения (39.2); однако математическое решение непрактично, если только граничные условия не очень просты. Граничные условия, соответствующие большинству гидравлических сооружений, не удовлетворяют этому требованию. Хотя сетки течения для таких сооружений могут быть найдены с помощью различных экспериментальных методов, все же наиболее удобная и самая простая методика заключается в графическом построении сетки течения способом последовательных попыток. Последовательность выполнения графического

построения показана на рис. 100. На рис. 100, *а* приведено вертикальное сечение через водосливную плотину с металлическим шпунтом.

До построения сетки течения мы должны ознакомиться с гидравлическими граничными условиями задачи и установить их влияние на форму линий тока. Верховая и низовая поверхности грунта на рис. 100, *а* являются эквипотенциальными линиями. Основание плотины и боковые стороны шпунта

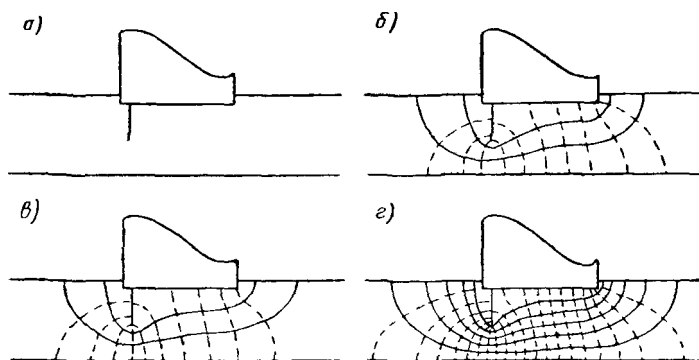


Рис. 100. Последовательность в построении сетки течения

а — сечение через проницаемый пласт; *б* — первая попытка построения сетки течения; *в* — исправление сетки течения (рис. 100, *б*); *г* — окончательная сетка течения

являются самой верхней линией тока, а подошва проницаемого слоя — самой нижней линией тока. Другие линии тока расположены между этими двумя линиями, и их формы должны выражать постепенный переход от одной к другой. Кроме того, все линии тока должны быть вертикальными там, где они подходят к верховой и низовой поверхностям грунта. Первый этап при построении сетки течения заключается в проведении нескольких плавных кривых, обозначающих линии тока (сплошные кривые на рис. 100, *б*), которые удовлетворяют этому требованию. Затем проводится несколько эквипотенциальных линий, которые должны пересекать линии тока под прямыми углами так, чтобы поля были более или менее близки к квадратам. Таким образом достигается первое грубое приближение к сетке течения.

Следующий этап состоит в том, чтобы тщательно обследовать пробную сетку течения с целью вскрыть самые крупные дефекты. В пробной сетке, показанной на рис. 100, *б*, линии тока и эквипотенциальные линии пересекаются приблизительно под прямыми углами, но некоторые из полей сильно отличаются от квадратов. Поэтому вычерчивается новая сетка, в которой поля ближе к квадратам. Процесс корректирова-

ния продолжается до тех пор, пока все поля не станут приблизительно квадратными. Получающаяся при этом сетка течения показана на рис. 100, в.

Наконец, поля на рис. 100, в делятся на более мелкие, и сетка выправляется до тех пор, пока каждое маленькое поле не станет квадратным. Результаты приведены на рис. 100, г. Каждое поле на рис. 100, в подразделено на четыре небольших поля, причем исправлены более мелкие отклонения. Сет-

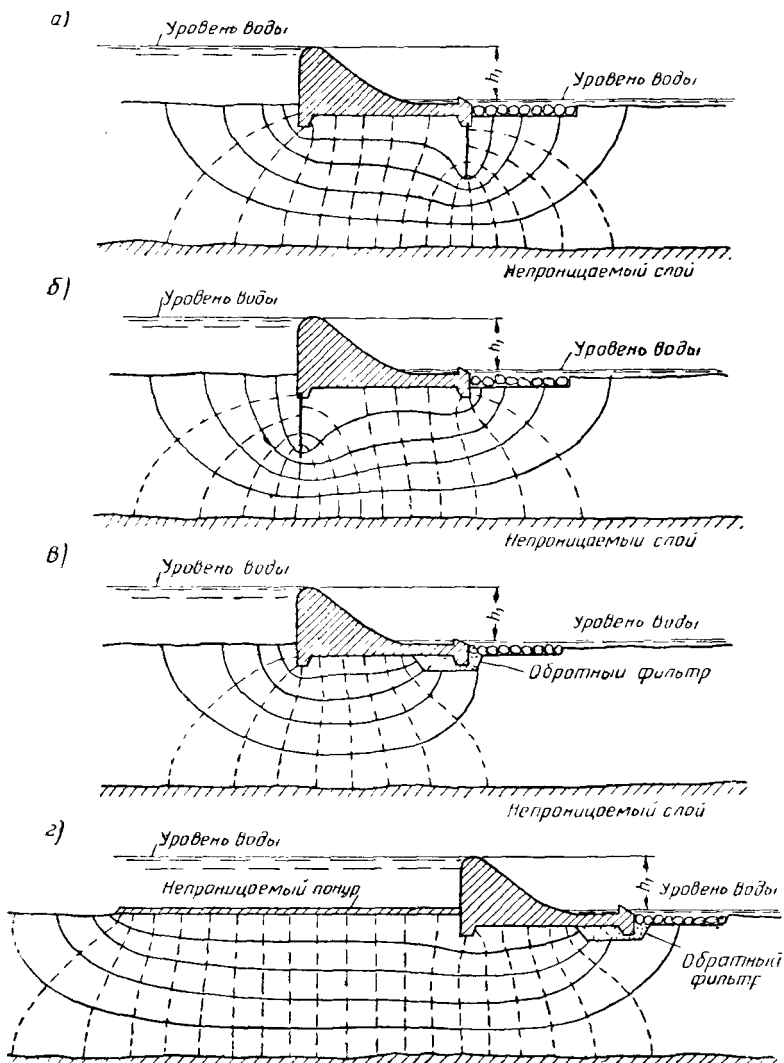
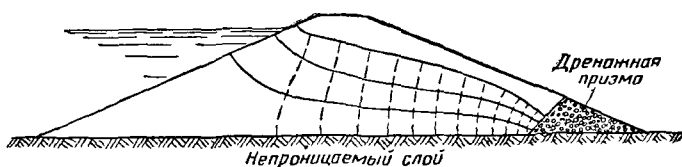


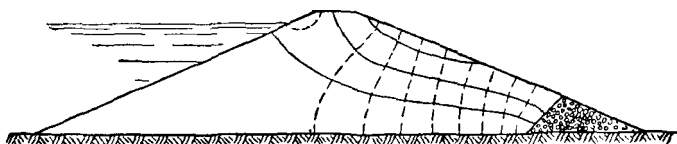
Рис. 101. Фильтрация через однородный песок в основании бетонной плиты (по А. Казагранде)

ка течения считается удовлетворительной для любых практических целей, как только все поля становятся приблизительно квадратными. Даже при видимой на глаз неточности сетки течения она дает замечательные по надежности результаты. Рис. 101 и 102 могут служить пособием для построения сеток течения, которые удовлетворяют различным гидравлическим граничным условиям. Сетка на рис. 102, *а* содержит линию,

а) Высокий горизонт



б) Длительные ливни



в) Состояние сработки

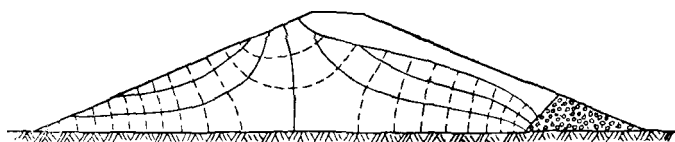


Рис. 102. Фильтрация через идеальную однородную плиту, состоящую из очень мелкого чистого песка

которая обозначает свободную поверхность воды, расположенную полностью в границах проницаемой среды. Вдоль этой поверхности вертикальное расстояние между каждой смежной парой эквипотенциальных линий является постоянным и равно Δh .

Каждая сетка строится при допущении, что грунт в пределах данного слоя, через который просачивается вода, равномерно проницаем. В естественном грунте проницаемость меняется от точки к точке, в особенности вдоль линий, проходящих под прямыми углами к границам слоев. Поэтому разница между даже очень грубым наброском и точной сеткой течения является обычно небольшой по сравнению с разни-

цей между последней и сеткой течения в действительном грунте.

Так как это положение не имеет исключений, усовершенствование приемов построения сеток течения или тщательные исследования на моделях совершенно не оправдывают себя.

Правда, использование моделей, основывающихся на аналогии между течением воды в проницаемой среде и электрическим током в проводнике, представляет собой удобное средство для построения сеток течений, подобных рис. 102,а, которые содержат свободную границу воды внутри грунта. Однако приобретение необходимого оборудования оправдывается только тогда, когда требуется строить много сеток течения этого типа.

Фильтрация сквозь грунты с поперечной изотропией

Сетки течения, показанные на рис. 99—102, построены при допущении, что грунт является гидравлически изотропным. В естественных условиях любой массив грунта более или менее слоист. Поэтому, как это указано в § 11, средний коэффициент фильтрации k_I в направлении, параллельном плоскостям напластования, всегда больше, чем средний коэффициент фильтрации k_{II} под прямым углом к этим плоскостям. Чтобы построить сетку течения для такой слоистой массы грунта, мы заменяем действительный грунт однородным материалом, имеющим коэффициенты фильтрации в горизонтальном и вертикальном направлениях, равные соответственно k_I и k_{II} . Говорят, что среда с такими свойствами имеет поперечную изотропию (см. § 7).

Чтобы получить сетку течения для однородной среды с поперечной изотропией, мы поступаем следующим образом: делаем чертеж вертикального сечения через проницаемый слой параллельно направлению тока. Горизонтальный масштаб чертежа уменьшаем путем умножения всех горизонтальных размеров на $\sqrt{k_{II}/k_I}$. Для этого преобразованного сечения строим сетку течения таким образом, как будто бы среда была изотропной. Горизонтальные размеры этой сетки увеличиваем затем путем умножения на $\sqrt{k_I/k_{II}}$. Фильтрационный расход получается путем подстановки в уравнение (39.5) величины

$$k = \sqrt{k_I k_{II}}.$$

Формула фильтрационного расхода на единицу ширины будет

$$Q = h_1 \frac{N_f}{N_d} \sqrt{k_I k_{II}}. \quad (39.7)$$

Этот прием иллюстрируется рис. 103.

Предыдущий метод разработан на чисто математической основе без каких-либо упрощающих допущений. Соответственно, результаты будут достоверны настолько, насколько

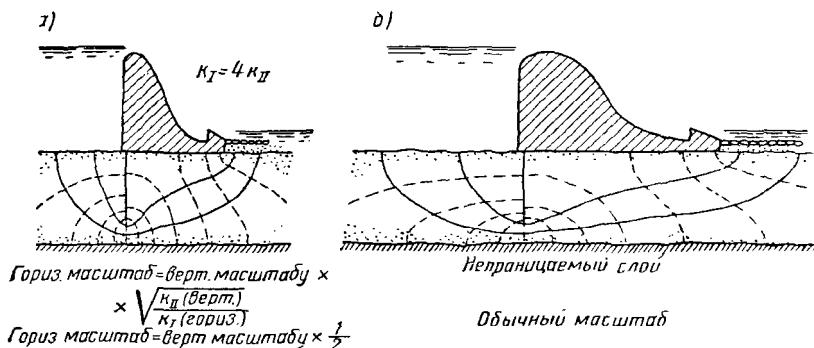


Рис. 103. Построение сетки течения в случае, когда коэффициенты фильтрации песчаного пласта различны в горизонтальном и вертикальном направлениях

а — преобразованное сечение; б — истинное сечение

справедлив закон Дарси и верны значения k_I и k_{II} , которые входят в расчет.

Среднее значение k_I для естественных слоев грунта почти всегда значительно больше, чем k_{II} . Однако соотношение k_I/k_{II} колеблется в пределах от 2 или 3 до нескольких сотен, и нет способа точно определить это значение для данного пласта. Поэтому рекомендуется набросать две сетки течения: одну на основании наибольшего вероятного значения k_I/k_{II} и другую — для наименьшего вероятного значения этого отношения. При выборе этих значений необходимо учитывать тот факт, что k_I/k_{II} не может быть меньше единицы, а также не может быть больше, чем отношение между коэффициентами фильтрации максимально и минимально проницаемых слоев. Для целей проектирования должна быть принята та сетка течения, которая дает наиболее неблагоприятные результаты или же, ради осторожности, необходимо проверить в процессе строительства, будет ли разница между действительными и расчетными условиями фильтрации идти в запас.

Задачи

1. Песок под плотинами, показанными на рис. 101, имеет коэффициент фильтрации в любом направлении $4,2 \cdot 10^{-3}$ см/сек. Напор h_1 равен 7,5 м.

Требуется высчитать потери в результате фильтрации в $\text{см}^3/\text{сек}$ на 1 м вдоль оси каждой дамбы.

Ответ. а) $10,7 \cdot 10^{-2}$; б) $10,7 \cdot 10^{-2}$; в) $17,8 \cdot 10^{-2}$; г) $8 \cdot 10^{-2} \text{ м}^3/\text{сек}$ на 1 м.

2. Требуется определить гидростатическое взвешивающее давление, превышающее давление воды нижнего бьефа, в средней точке между верховой и низовой гранями бетонного тела плотин в задаче 1.

Ответ. а) 4,5 м; б) 2,7 м; в) 1,8 м; г) 0,76 м.

3. Грунт плотины, показанной на рис. 101, б, содержит тонкий горизонтальный слой толщиной 2,5 см, который пересекает шпунтовый ряд на небольшом расстоянии над концами свай. Определить наличие указанного слоя каким-либо из существующих на практике методов исследования грунта невозможно. Коэффициент фильтрации песка составляет $4,2 \cdot 10^{-3} \text{ см/сек}$, в то время как коэффициент фильтрации ила составляет $2,1 \cdot 10^{-6} \text{ см/сек}$. Общая толщина слоя песка с верховой стороны плотины составляет 16,5 м. Нижние концы шпунтовых свай расположены на 7,5 м выше подошвы песка. а) Как определить влияние слоя ила на фильтрационные потери, если этот слой является непрерывным на большой площади? б) Как повлияют на фильтрационные потери разрывы в слое ила? в) Как можно заранее определить степень непрерывности слоя ила?

Ответ. а) Слой ила имеет такое же влияние, как и увеличение толщины слоя песка с 16,5 до 66,3 м и увеличение глубины шпунтового ряда с 10 до 58,8 м. Поэтому фильтрационные потери могут быть определены путем построения сетки течения для этих воображаемых условий. Поскольку промежуток между шпунтовым рядом и непроницаемым основанием в воображаемом профиле невелик по сравнению с глубиной шпунтовых свай, то потеря воды, рассчитанная по этой сетке течения, явится лишь небольшой долей расхода, протекающего через песок без слоя ила. б) В зависимости от размеров и местоположения разрывов, слой ила может оказывать любое влияние, начиная от ничтожного и кончая таким же, как и у непрерывного слоя. в) Заранее определить нельзя.

4. Требуется вычислить фильтрационные потери на 1 м длины плотины, показанной на рис. 208, б, принимая $k = 1 \cdot 10^{-3} \text{ см/сек}$. Определить взвешивающее давление на подошву плотины с задней стороны высокого каменного участка плотины.

Ответ. $10,2 \cdot 10^{-2} \text{ м}^3/\text{сек}$ на 1 м; 19,5 м вод. ст.

5. Средний коэффициент фильтрации песка под плотинкой, показанной на рис. 103, составляет $36 \cdot 10^{-4} \text{ см/сек}$ в горизонтальном направлении и $4 \cdot 10^{-4} \text{ см/сек}$ в вертикальном направлении. Чему равны потери от фильтрации на 1 м плотины, если напор составляет 10 м?

Ответ. $1,86 \cdot 10^{-2} \text{ м}^3/\text{сек}$ на 1 м.

6. Требуется построить сетку течения для плотины, показанной на рис. 103, б, если значение k равно $36 \cdot 10^{-4} \text{ см/сек}$ в горизонтальном направлении и $4 \cdot 10^{-4} \text{ см/сек}$ в вертикальном направлении. Ширина основания плотины составляет 25,2 м, толщина проницаемого слоя 11,4 м и длина шпунтовых свай 8,7 м. Напор равен 10 м. Чему будут равны потери от фильтрации на 1 м плотины? Сравните это значение с потерями при той же самой плотине, если $k = 12 \cdot 10^{-4} \text{ см/сек}$ во всех направлениях.

Ответ. $3,6 \cdot 10^{-2}$; $2,3 \cdot 10^{-2} \text{ м}^3/\text{сек}$ на 1 м.

7. Чему равна приблизительная интенсивность горизонтального гидростатического избыточного давления на левую сторону шпунтового ряда на рис. 208, а у самой низкой точки стены?

Ответ. $12,8 \text{ т/м}^2$.

§ 40. МЕХАНИЗМ ПОДМЫВА

Определение подмыва

Многие плотины на скальных основаниях разрушились в результате казавшегося внезапным образования под фундаментом промоины, имевшей форму трубы или тоннеля. Вода, стремительно вытекающая из водохранилища сквозь эту промоину, быстро увеличивает ее ширину и глубину, пока сооружение, лишенное основания, не разрушится и не распадется на обломки, которые уносятся потоком. Явление этого типа называется **разрушением от подмыва**.

Разрушение от подмыва может быть вызвано двумя различными причинами. Одна из них заключается в подземной эрозии, которая начинается у ключа, бьющего вблизи подошвы в нижнем бьефе, и постепенно распространяется назад по направлению к верхнему бьефу, вдоль подошвы сооружения или вдоль некоторой плоскости напластования. Разрушение происходит, как только растущий в результате размыва тоннель приблизится к дну водохранилища. Механизм этого типа подмыва не поддается теоретической трактовке. Второй причиной разрушения от подмыва является внезапный вынос большой массы грунта, примыкающей к низовому краю подошвы сооружения. Разрушение этого типа происходит только в том случае, если фильтрационное давление воды, которая движется кверху сквозь грунт у края низового откоса, становится больше, чем эффективный вес грунта. Разрушения первой категории будут в дальнейшем именоваться **разрушениями от глубинной эрозии**, а второй категории — **разрушениями от фильтрационного выпора**.

Изложенное ниже относится исключительно к разрушению от фильтрационного выпора.

Величина и распределение избыточного гидростатического давления определяются с помощью сетки течения. В § 39 подчеркивалось, что теоретическая сетка течения никогда не бывает тождественной с действительной сеткой течения. Фактически обе эти сетки, вероятно, не имеют между собой вообще никакого сходства. Поэтому результаты теоретических исследований механического действия фильтрационного потока могут рассматриваться лишь как ориентировочные и использоваться в качестве материала при решении вопроса о размещении соответствующих установок для наблюдений во время и после строительства.

Механизм фильтрационного выпора

Механизм разрушения при фильтрационном выпоре иллюстрируется рис. 104, а, на котором показано вертикальное се-

При испытаниях на моделях было установлено, что вспучивание песка происходит в пределах расстояния, равного примерно $D/2$ от шпунтовых свай. Разрушение начинается поэтому в пределах призмы песка, имеющей глубину D и ширину $D/2$. В момент разрушения эффективное вертикальное давление в любом горизонтальном сечении этой призмы близко к нулю. Активное горизонтальное давление на боковые стороны призмы в этот момент тоже приблизительно равно нулю. Поэтому подмыв происходит, как только избыточное гидростатическое давление на основание призмы становится равным эффективному весу залегающего сверху песка.

Чтобы высчитать избыточное гидростатическое давление, должна быть построена сетка течения. После того как это сделано (рис. 104, а), интенсивность давления может быть легко определена в каждой точке основания призмы на глубине D с помощью методики, описанной в § 39. На рис. 104, б эти значения представлены ординатами кривой C от горизонтальной оси, проходящей через O . В пределах расстояния $D/2$ от шпунтовых свай среднее избыточное гидростатическое давление на основание призмы имеет значение $\gamma_w h_a$, и полное избыточное гидростатическое давление на основание составляет $U = \frac{1}{2} D \gamma_w h_a$. Разрушение в результате подмыва происходит, как только U становится равным эффективному весу песка, который в свою очередь равен с учетом взвешивания $W' = \frac{1}{2} D^2 \gamma'$. Поэтому коэффициент запаса в отношении разрушения от подмыва составляет

$$G_s = \frac{W'}{U} = \frac{D\gamma'}{\gamma_w h_a}. \quad (40.1)$$

Аналогичным образом мы можем определить коэффициент запаса для плотин с противофильтрационным зубом из шпунтовых свай.

Компенсация взвешивания с помощью пригружающих фильтров

Если коэффициент запаса против разрушения от подмыва является слишком недостаточным, то он может быть увеличен устройством поверху призмы $Oafe$ (рис. 104, б) обратного фильтра, который имеет вес W . Наличие этого фильтра не изменяет избыточного гидростатического давления U , но увеличивает эффективный вес призмы W' до $W' + W$. Следовательно, он увеличивает коэффициент запаса от G_s по уравнению (40.1) до

$$G'_s = \frac{W + W'}{U}. \quad (40.2)$$

Стабилизирующее действие пригружающих обратных фильтров было неоднократно подтверждено экспериментально, а также практикой строительства. Для большей эффективности фильтры должны быть достаточно крупнозернистыми, так как это обеспечивает свободный сток просачивающейся воды, но в то же время достаточно мелкими, чтобы предотвратить вынос сквозь их поры частиц грунта. Проектирование фильтров, которые должны удовлетворять обоим требованиям, рассматривается в § 11.

Задачи

1. На рис. 104 напор h_1 составляет 7,5 м. Глубина шпунтовых свай в песке составляет 5,7 м. Если объемный вес насыщенного песка составляет $\gamma = 1,81 \text{ т/м}^3$, то чему равен вес обратного фильтра, который необходим, чтобы увеличить коэффициент запаса против фильтрационного выпора до 2,5?

Ответ. 1,66 т/м².

2. В опыте, показанном на рис. 204,а, песок имел объемный вес, равный 1,84 т/м³. При каком напоре должен произойти вынос?

Ответ. 13,5 м.

3. Слой песка, упомянутый в задаче 1, содержит прослойку глины, которая слишком тонка, чтобы ее могли обнаружить бурением, но достаточно толста, чтобы создать относительно непроницаемый экран. Величины напора и глубины шпунтовых свай приведены в задаче 1. Прослойка глины расположена на несколько десятков сантиметров выше нижнего края шпунтовых свай. Ее левая граница расположена на расстоянии нескольких метров от шпунта в сторону верхнего бьефа, а в сторону нижнего она является непрерывной. Со стороны нижнего бьефа песок несет пригружающий обратный фильтр весом 1,66 т/м², который обеспечивает коэффициент запаса, равный 2,5, если принять, что песок не содержит никаких помех для потока. а) Насколько прослойка глины уменьшает коэффициент запаса? б) Каким методом можно воспользоваться, чтобы обнаружить опасность?

Ответ. а) 0,83. Песок с низовой стороны шпунтовых свай начнет бурлить, как только напор достигнет 6,3 м. б) Следует устроить одну наблюдательную скважину с низовой стороны шпунта глубиной на несколько десятков сантиметров ниже концов шпунтовых свай.

§ 41. ТЕОРИЯ КОНСОЛИДАЦИИ

Процесс консолидации

Если увеличить нагрузку на пласт сильно сжимаемого пористого насыщенного грунта, например глины, то он уплотняется и из него выделяется избыточная вода. В этом заключается процесс консолидации (§ 14). Во время этого процесса количество воды, которое поступает в мысленно выделенную на некоторой глубине горизонтальную полоску грунта, меньше чем количество воды, которое выходит из нее. Поэтому условие неразрывности, выраженное уравнением (39.1), на котором основывается теория сеток течения и фильтрации, уже неприменимо.

Дополнительное давление, которое вызывает консолидацию, называется консолидационным давлением

или на протяжении. В момент приложения консолидационного давления воспринимается почти исключительно водой в порах грунта (см. § 14). Поэтому в начале процесса консолидации в воде действует первоначальное избыточное давление, почти точно равное консолидационному напряжению. С течением времени избыточное давление в воде уменьшается, и соответствующее среднее эффективное давление в пласте увеличивается. В любой точке консолидирующегося слоя значение u избыточного гидростатического давления в данный момент времени может быть определено с помощью уравнения (12.1), написанного в форме

$$u = \gamma_w h, \quad (41.1)$$

где h является гидравлическим напором по отношению к уровню грунтовой воды над консолидирующимся слоем. По истечении очень продолжительного времени избыточное гидростатическое давление u становится равным нулю, и все консолидационное давление становится эффективным напряжением, передаваемым на частицы скелета. Если давление консолидации в любой точке обозначить через Δp , то условие равновесия требует, чтобы

$$\Delta p = \Delta \bar{p} + u, \quad (41.2)$$

где $\Delta \bar{p}$ обозначает ту часть консолидационного напряжения, которая в данный момент времени передается на скелет, а u является соответствующим избыточным гидростатическим давлением.

Графическое представление процесса консолидации

Поскольку Δp в уравнении (41.2) является константой, ход консолидации в данной точке можно отчетливо представить себе, рассматривая изменение u в этой точке или, в соответствии с уравнением (41.1), изменение h в воображаемой пьезометрической трубке, установленной в этой точке.

Рис. 105 иллюстрирует консолидацию сжимаемого слоя, показанного на рис. 92, а, вызванную весом здания, которое находится на поверхности грунта. Принимается, что слой может свободно отдавать воду как через верхнюю, так и через нижнюю поверхности и что в самом слое вода движется только в вертикальном направлении. Далее принимается, что консолидационное напряжение Δp не изменяется по высоте слоя.

Процесс консолидации в пределах слоя можно исследовать, наблюдая положение уровня воды в ряде пьезометрических трубок. Нижние концы трубок располагаются по вертикальному сечению слоя, как это показано на рис. 105. Поскольку избыточное гидростатическое давление не зависит от положения уровня воды, принимается, что этот уровень сов-

падает с верхней поверхностью консолидирующегося слоя. Если пьезометры располагаются таким образом, что горизонтальные расстояния $1-2'$, $1-3'$ и т. д. равны соответствующим вертикальным расстояниям $1-2$, $1-3$ и т. д., как это показано на рисунке, то кривая, которая соединяет уровни воды в трубках в данный момент времени, является изохроной (см. § 14). Гидравлический градиент i на любой

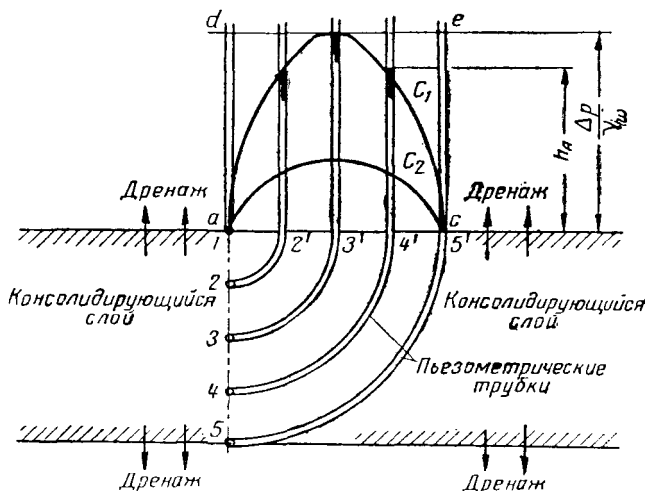


Рис. 105. Схема, иллюстрирующая консолидацию сжимаемого слоя глины

глубине ниже a равен тангенсу угла наклона изохроны на равном горизонтальном расстоянии и от a . Если в какой-либо точке изохрона поднимается вверх направо, то в соответствующей точке слоя течение тоже происходит вверх.

Распределение начального избыточного гидравлического напора по вертикальным сечениям в глине представлено горизонтальной линией de , расположенной на уровне $\Delta p/\gamma_w$ от поверхности свободной воды. Эта линия представляет собой начальную изохрону. В соответствии с § 14 консолидация слоя глины продвигается от поверхностей дренирования к внутренней части. Следовательно, на ранней стадии консолидации пьезометрические уровни в центральной части слоя все еще остаются без изменения, в то время как пьезометрические уровни для внешних частей уже значительно упали, как это показано изохроной C_1 . В последующей стадии, характеризуемой изохроной C_2 , понижены все уровни, причем они уменьшаются от максимума в центре до нуля у дренируемых поверхностей. Наконец, по истечении длительного времени все

избыточное гидростатическое давление исчезает, и конечная изохрона представлена горизонтальной линией ac .

Рис. 106 показывает изохроны для различных случаев консолидации. Если консолидирующий слой может дренироваться как через верхнюю, так и через нижнюю поверхности,

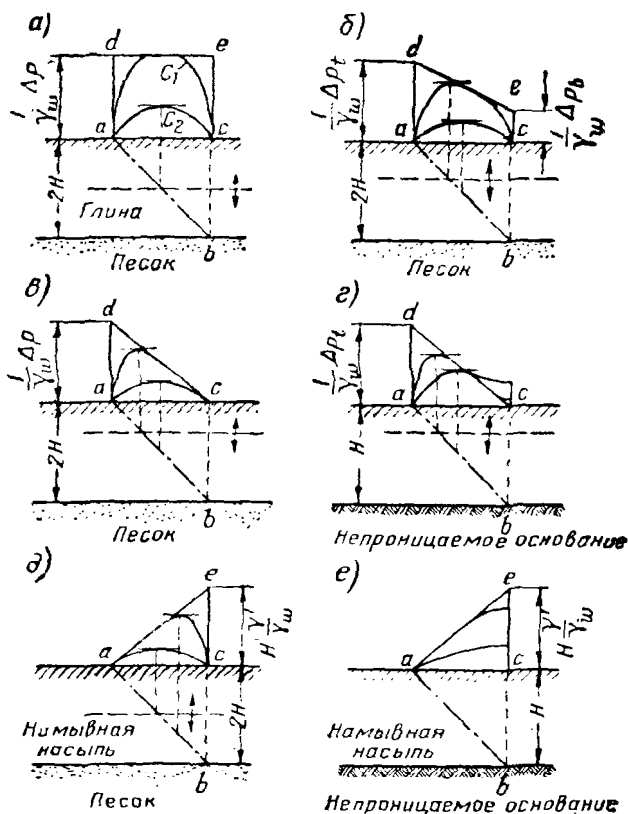


Рис. 106. Изохроны при консолидации слоя идеальной глины в зависимости от типа дренирования и распределения уплотняющего давления в вертикальном направлении

то этот слой называется открытым, и его толщина обозначается через $2H$. Если вода может удаляться только через одну поверхность, то такой слой называется полузакрытым. Толщина полузакрытых слоев обозначается через H . На рис. 106, а, б, в и д слои являются открытыми, в то время как слои на рис. 106, г и е являются полузакрытыми.

Рис. 106, а является упрощенным повторением рис. 105. Пьезометрические трубки не показаны. На графике приведен

случай консолидации открытого слоя глины под влиянием постоянного по высоте консолидационного напряжения.

Если консолидирующийся слой относительно толст по сравнению с шириной нагруженной площади, то консолидационное давление, обусловленное весом сооружения или насыпи, уменьшается с глубиной аналогично тому, как это показано кривой S_a на рис. 91. При упрощающем допущении, что уменьшение давления с глубиной является линейным, первоначальная изохрона может быть выражена линией de на рис. 106, б, и консолидационное давление в кровле и подошве слоя будет соответственно Δp_t и Δp_b .

Если консолидирующийся слой очень толст по сравнению с шириной нагруженной поверхности, то давление Δp_b будет, очевидно, очень маленьким по сравнению с Δp_t . Тогда с достаточной точностью можно принять, что $\Delta p_b = 0$. Соответствующие изохроны показаны на рис. 106, в для открытого слоя и на рис. 106, г для полузакрытого слоя. Следует отметить, что консолидация полузакрытого слоя на рис. 106, г сопровождается временным разбуханием глины в нижней части слоя.

Рис. 106, д и е относятся к консолидации намытых слоев, на которые не действуют никакие силы, кроме их собственного веса. Принимается, что уровень воды расположен у верхней поверхности слоев, и консолидацией, которая происходит за время строительства, можно пренебречь. Насыпь, показанная на рис. 106, д, залегает на слое песка (открытый слой), в то время как насыпь на рис. 106, е залегает на непроницаемом слое (полузакрытый слой). В момент времени $t=0$ весь вес грунта с учетом взвешивания в каждом слое (γ' на единицу объема) воспринимается водой, и давление консолидации увеличивается от нуля на поверхности до $\gamma' H$ у подошвы. Поэтому конечный результат консолидации будет одним и тем же для обоих слоев. Однако разница в форме изохрон для промежуточных стадий консолидации указывает на то, что скорость, с которой достигается конечная стадия, для этих двух слоев весьма различна.

Расчет скорости консолидации

Чтобы рассчитать скорость консолидации и степень консолидации $U\%$ [уравнение (14.1)] для случаев, приведенных на рис. 106, прибегаем к следующим упрощающим допущениям.

а) Коэффициент фильтрации k [уравнение (11.6)] является одним и тем же в каждой точке консолидирующегося слоя и на каждой стадии консолидации.

б) Коэффициент объемного сжатия m_v [уравнение (13.3)] остается одним и тем же в каждой точке слоя и на каждой стадии консолидации.

в) Избыточная вода движется только вдоль вертикальных линий.

г) Продолжительность компрессии обуславливается исключительно низкой водопроницаемостью материала. Таким образом, вторичная консолидация, рассмотренная в § 14, не принимается во внимание.

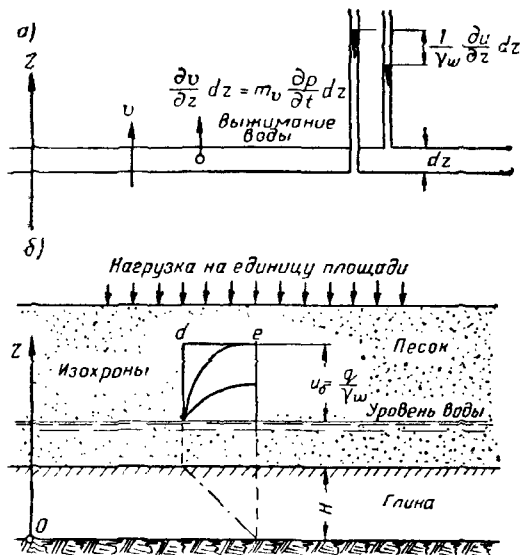


Рис. 107

a — гидравлическое давление на границах тонкой горизонтальной полоски, выделенной в консолидирующемся пласте; b — гидравлические граничные условия для консолидирующегося пласта

На рис. 107, a представлено вертикальное сечение через элементарную горизонтальную полоску в консолидирующемся слое. Толщина полоски составляет dz . Вода протекает через слой со скоростью v . Неуравновешенное гидростатическое давление равно $(\partial u / \partial z) dz$. Закон Дарси (§ 11) требует, чтобы

$$v = ki = -k \frac{\partial h}{\partial z} = -k \frac{1}{\gamma_w} \cdot \frac{\partial u}{\partial z}. \quad (41.3)$$

Если бы слой был несжимаемым, то количество воды, вытекающей из слоя, было бы равно количеству воды, втекающей в него, и мы могли бы написать

$$\frac{\partial v}{\partial z} = 0. \quad (41.4)$$

Это условие тождественно условию неразрывности по уравнению (39.1). Однако в консолидирующемся сжимаемом слое толщиной, равной единице, количество воды, которая вы-

текает из слоя в единицу времени, превышает количество воды, которая поступает в слой, на величину, равную соответствующему уменьшению объема слоя. Следовательно, воспользовавшись уравнением (13.2), мы можем написать

$$\frac{\partial v}{\partial z} = m_v \frac{\partial(\Delta \bar{p})}{\partial t}.$$

Поскольку Δp является постоянной, из уравнения (41.2) получаем

$$\frac{\partial(\Delta \bar{p})}{\partial t} = - \frac{\partial u}{\partial t}.$$

и, следовательно:

$$\frac{\partial v}{\partial z} = - m_v \frac{\partial u}{\partial t}.$$

Из этого уравнения и уравнения (41.3) получаем

$$\frac{\partial v}{\partial z} = - m_v \frac{\partial u}{\partial t} = - \frac{k}{\gamma_w} \cdot \frac{\partial^2 u}{\partial z^2}$$

или

$$\frac{\partial u}{\partial t} = \frac{k}{\gamma_w m_v} \cdot \frac{\partial^2 u}{\partial z^2}. \quad (41.5)$$

Уравнение (41.5) является дифференциальным уравнением для любого случая консолидации, в котором имеет место линейное дренирование. Вводя коэффициент консолидации [уравнение (14.2)]

$$c_v = \frac{k}{\gamma_w m_v} \text{ см}^2/\text{сек}, \quad (41.6)$$

получим

$$\frac{\partial u}{\partial t} = c_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2}. \quad (41.7)$$

Решение этого уравнения должно удовлетворять гидравлическим граничным условиям, которые зависят от нагрузки и от условий дренирования, как это показано на рис. 106. Примером могут служить граничные условия, которые определяют консолидацию полузакрытого слоя при равномерно распределенном давлении. В соответствии с рис. 107, б эти условия являются следующими:

- 1) при $t=0$ и на любом расстоянии z от непроницаемой поверхности избыточное гидростатическое давление равно Δp ;
- 2) в любой момент времени t у поверхности дренирования $z=H$ избыточное гидростатическое давление равно нулю;
- 3) в любой момент времени t у непроницаемого слоя $z=0$ гидравлический градиент равен нулю, т. е. $\partial u / \partial z = 0$;

4) по истечении очень продолжительного времени при любом значении z избыточное гидростатическое давление равно нулю.

Уравнение (41.7) совместно с граничными условиями определяет степень консолидации $U\%$ для заданного момента времени t . Уравнение для $U\%$ будет

$$U\% = f(T_v), \quad (41.8)$$

где

$$T_v = \frac{c_v}{H^2} t \quad (41.9)$$

является отвлеченным числом, которое называется фактором времени. Поскольку характеристики грунта и толщина сжимаемого слоя входят в уравнение (41.8) только в комбинации, представленной безразмерным фактором времени T_v , значение $U\% = f(T_v)$ будет одним и тем же для любого пласта, который консолидируется в одинаковых условиях нагрузки и дренирования. Оно было определено для всех условий, имеющих практическое значение, с помощью дифференциального уравнения (41.7). Результаты представлены в виде графиков и таблиц, с помощью которых все задачи, которые могут встретиться на практике, решаются путем вычислений только по формуле (41.9). Рис. 108 дает решение задач, приведенных на рис. 106. При работе с графиками надлежит руководствоваться следующими указаниями.

Для каждого открытого слоя (толщиной $2H$) соотношение между $U\%$ и T_v определяется кривой C_1 независимо от наклона нулевой изохроны de . Поэтому кривая C_1 дает решение для всех задач консолидации, приведенных на рис. 106, *а, б, в* и *д*. Если нулевая изохрона горизонтальна, что свидетельствует о равномерном распределении давления консолидации по всему консолидируемому слою, то кривая C_1 будет выражать также процесс консолидации полузакрытого слоя с толщиной H . Следующий пример иллюстрирует применение графика на рис. 108, *а*.

Коэффициент консолидации открытого слоя толщиной $2H$ (рис. 92) равен c_v . Мы хотим определить момент времени, в который степень консолидации, вызванной весом здания, расположенного сверху слоя, становится равной 60%.

Из уравнения (41.9) получаем

$$t = T_v \frac{H^2}{c_v}.$$

В соответствии с кривой C_1 на рис. 108, *а* степени консолидации 60% соответствует фактор времени 0,28, откуда

$$t = 0,28 \frac{H^2}{c_v} \quad (41.10)$$

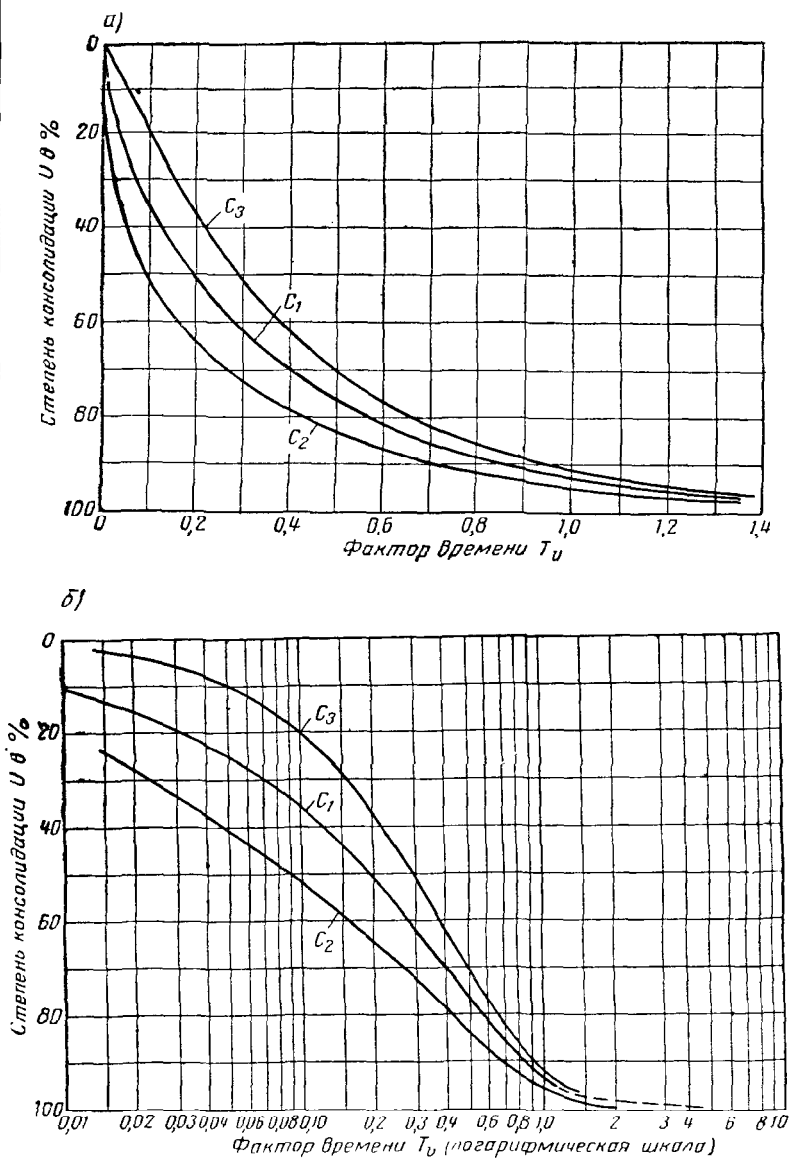


Рис. 108. Соотношение между фактором времени и степенью консолидации

a — фактор времени нанесен в арифметическом масштабе; b — то же, в логарифмическом масштабе. Кривые C_1 , C_2 и C_3 соответствуют различным условиям загрузки и дренирования, показанным на рис. 106, a , $г$ и e

независимо от наклона нулевой изохроны. Если нулевая изохрона для полужакрытого слоя глины толщиной H горизонтальна, то степень консолидации этого слоя по истечении времени t [уравнение (41.10)] будет также равна 60%.

Если давление консолидации для полужакрытого слоя уменьшается от некоторого значения Δp_t у верха до нуля у подошвы, как это показано на рис. 106, *г*, то соотношение между U и T_v дается кривой S_2 . Если оно увеличивается от нуля у верха до Δp_b у подошвы, как это показано на рис. 106, *е*, то соответствующую зависимость дает кривая S_3 . Для промежуточных типов вертикального распределения давления консолидации достаточно точные результаты могут быть получены с помощью интерполяции. Рис. 108, *б* дает кривые S_1 , S_2 и S_3 , построенные в полулогарифмическом масштабе. Малые значения могут быть получены несколько более точно по полулогарифмическим графикам. Полулогарифмический график S_1 соответствует сплошной кривой на рис. 28, *б*.

В результате упрощающих допущений, перечисленных в начале приведенного выше анализа, расчет скорости осадки носит характер грубого приближения. Наиболее важное расхождение между теорией и действительностью определяется вторичной консолидацией (§ 14). В соответствии с теорией консолидации кривая «время—осадка» должна приближаться к горизонтальной асимптоте, в то время как в действительности она сливается с наклонной касательной, как это показано на рис. 28, *а*. В настоящее время вторичная осадка не может быть предсказана на основании результатов испытаний. Опыт показывает, что скорость вторичной осадки сооружений, находящихся на нормально обжатой глине, колеблется в течение первых десятилетий после строительства между 3 и 12 мм в год. Наблюдались также исключительные случаи, когда скорость достигала 25 мм в год.

Ясно, что результаты расчета осадки не будут даже приблизительно правильными, если принятые гидравлические граничные условия не соответствуют естественным условиям дренирования. Каждая сплошная прослойка песка или ила, расположенная внутри слоя глины, действует аналогично дренирующему слою и ускоряет консолидацию глины, в то время как замкнутые линзы песка и ила не оказывают никакого влияния. Если данные бурения свидетельствуют о том, что слой глины содержит прослойки песка или ила, то инженер обычно не в состоянии определить, являются ли эти прослойки сплошными или нет. В этих случаях теорией консолидации можно пользоваться только для определения верхнего и нижнего пределов скорости осадки. Действительная скорость остается неизвестной, пока она не будет установлена наблюдениями.

Задачи

1. Образцы глины были отобраны из слоя толщиной 6 м, расположенного между двумя слоями песка. С помощью испытания на консолидацию было установлено, что среднее значение c_v для этих образцов составляло $4,92 \cdot 10^{-4}$ см²/сек. В результате постройки здания над этим слоем среднее вертикальное давление в нем увеличилось, и здание начало оседать. За сколько дней произошла половина всей осадки?

О т в е т. 425 дней.

2. Если бы слой глины, о котором идет речь в задаче 1, содержал тонкий дренарующий слой, расположенный на 1,5 м ниже верхней поверхности, сколько дней потребовалось бы, чтобы достичь половины всей осадки?

О т в е т. 125 дней.

3. Слой глины толщиной 9 м залегает на непроницаемом скальном основании. Принимается, что напряжение консолидации вдоль данной вертикальной линии изменяется равномерно от максимума у верха слоя до нуля у скальной поверхности. Значение c_v для глины составляет $9,5 \times 10^{-5}$ см²/сек. Сколько лет пройдет после строительства здания, пока осадка станет равной 30% от конечной величины? Решить эту же задачу при допущении, что глина залегает на проницаемом песке вместо скальной породы.

О т в е т. 6,5 лет; 4,9 года.

§ 42. УСТОЙЧИВОСТЬ ЗЕМЛЯНЫХ ПЛОТИН**Состояния высокого горизонта и сработки**

Если верховой откос земляной плотины частично или полностью подтоплен, то грунт в плотине подвергается действию не только собственного веса, но и фильтрационного давления воды, которая просачивается сквозь плотину. Фильтрационное давление p_s [уравнение (39.6)] вызывается трением между просачивающейся водой и стенками пор, и следовательно, действует по направлению потока. Это направление обозначается линиями тока в сетке течения (рис. 102, а). Поскольку вода фильтрует от верхнего откоса в сторону низового, то фильтрационное давление увеличивает устойчивость верхового откоса. В то же время оно уменьшает коэффициент устойчивости низового откоса до минимального из значений, которые могут иметь место при нормальных рабочих условиях. Следовательно, для низового откоса гидравлическое состояние, соответствующее заполненному водохранилищу, является критическим и называется состоянием высокого горизонта.

Теоретически коэффициент устойчивости низового откоса может понизиться до величины, меньшей чем соответствующая состоянию высокого горизонта, если в дополнение к просачиванию из целиком заполненного водохранилища вода поступает в плотину через гребень и верхнюю часть низового откоса. Сетка течения, соответствующая этим условиям, показана на рис. 102, б. Такое состояние могло бы иметь место только в период сильных ливней большой продолжительности или в

период таяния толстого снежного покрова; однако, опыт эксплуатации железнодорожных и автодорожных насыпей говорит о том, что такое состояние является исключительным. Присутствие воздуха в грунте насыпи, расположенном между нормальной кривой депрессии и поверхностью насыпи, очевидно препятствует полному насыщению. Поэтому в дальнейших рассуждениях влияние ливней или талой воды на устойчивость низового откоса не принимается во внимание.

Во время состояния высокого горизонта кривая депрессии в плотине, построенной надлежащим образом, расположена полностью внутри низового откоса (см. рис. 102, а). Верховой откос представляет собой эквипотенциальную линию, в то время как кривая депрессии является линией тока. Если уровень воды в верхнем бьефе мгновенно понижается до отметки подошвы плотины, то сетка течения принимает вид, указанный на рис. 102, в. В момент внезапной сработки кривая депрессии еще сохраняет свое первоначальное положение, однако, верховой откос является уже не эквипотенциальной линией, а свободной поверхностью. Гидравлические условия, соответствующие этой сетке течения, называются состоянием сработки. При переходе от состояния высокого горизонта к состоянию сработки низовой откос становится более устойчивым, чем раньше, но зато значительно возрастает опасность оползания верхового откоса. С течением времени свободная вода, накопившаяся в порах насыпи, постепенно вытекает и устойчивость обоих откосов соответственно возрастает. Следовательно, для верхового откоса состояние сработки является критическим.

Чтобы определить коэффициент устойчивости откосов проектируемой насыпи или земляной плотины, на которую будет действовать фильтрационное давление, необходимо прежде всего по характерным образцам грунта карьера определить еще до строительства средний объемный вес, относительную плотность, проницаемость и влажность материала насыпи в том состоянии, в каком он будет находиться после уплотнения в соответствующем месте тела насыпи. В соответствии с естественными условиями принимаются основные предпосылки для расчета устойчивости. Для этих предварительных исследований, точно так же как и для разработки программы испытаний грунтов, требуются опыт и здравый смысл. Дальше в этом параграфе рассматривается только теоретическая часть этой задачи, а именно — расчет устойчивости.

Расчет устойчивости жесткой насыпи при внезапной сработке

На рис. 109, а показано поперечное сечение насыпи. До сработки оба откоса насыпи находились полностью под водой, а в момент сработки уровень свободной воды понизился от от-

метки гребня до подошвы. Далее принимается, что материал насыпи является практически несжимаемым, подобно хорошо уплотненному песку, и что высота капиллярного поднятия пренебрежимо мала по сравнению с высотой плотины.

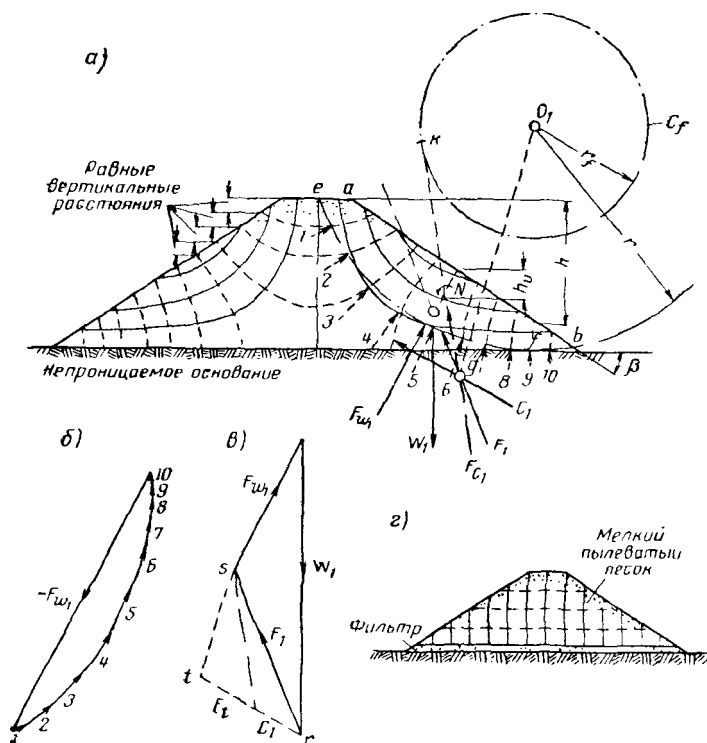


Рис. 109. Расчет устойчивости насыпи с учетом фильтрационного давления при внезапной сработке

Сетка течения для такой насыпи в состоянии сработки показана на рис. 109, а. Она удовлетворяет следующим гидравлическим граничным условиям: сетка течения симметрична относительно оси плотины; ось и подошва плотины являются линиями тока; гребень плотины является эквипотенциальной линией, а откосы свободными поверхностями. В соответствии с § 39 вода будет подниматься в пьезометрической трубке от любой точки N до точки, в которой эквипотенциальная линия, проведенная через N , пересекает откос, т. е. до высоты h_w над N . Поровое давление в N составляет поэтому

$$u_w = \gamma_w h_w. \quad (12.1)$$

Дуга окружности efb с центром в O_1 является первым приближением к поверхности скольжения, а окружность C_f — соответствующим кругом трения. Если r — радиус дуги скольжения и φ — угол внутреннего трения материала насыпи, то радиус r_f круга трения равен $r \sin \varphi$.

Сила W_1 , которая стремится вызвать скольжение вдоль кривой efb , равна весу грунта (скелета и воды вместе взятых), расположенного над efb . Сдвигу препятствует трение вдоль efb , которое равно коэффициенту внутреннего трения $\tan \varphi$, умноженному на суммарное эффективное давление по efb . Эффективное давление в любой точке этой поверхности равно в свою очередь разности полного и нейтрального давлений в этой точке. Поскольку величина h_w в уравнении (12.1) может быть найдена по чертежу для любой точки efb , то равнодействующая нейтрального давления F_{w1} по efb может быть легко получена с помощью многоугольника сил (рис. 109, б). Равнодействующая F_1 эффективного давления по efb получается в результате суммирования силы W_1 с нейтральной силой F_{w1} с помощью многоугольника сил (рис. 109, в). Направление действия F_1 проходит (рис. 109, а) через точку пересечения W_1 и F_{w1} .

Поскольку F_1 на рис. 109, а не пересекает и не касается круга трения, то внезапная сработка, как правило, вызывает разрушение откоса плотины, если только скольжению не оказывает сопротивления, кроме трения, также и сцепление. Чтобы определить сцепление, необходимое для предотвращения скольжения вдоль efb , определяют положение равнодействующей силы сцепления C_1 , как это указано в § 31. Она пересекает линию действия силы F_1 в точке g (рис. 109, а). Чтобы удовлетворить условию устойчивости откоса ab , равнодействующая F_{c1} сил C_1 и F_1 должна проходить через точку g и быть касательной к кругу трения C_f . Требуемая величина силы C_1 находится путем проведения дополнительных линий на многоугольнике сил (рис. 109, в), параллельных линиям действия этих сил на рис. 109, а.

Чтобы определить коэффициент устойчивости против сдвига, мы проводим st на рис. 109, в параллельно O_1g . Если на поверхности скольжения совершенно нет трения, то суммарное сцепление, которое требуется, чтобы предотвратить скольжение, будет $rt = F_t + C_1$. Следовательно, если фактическое сцепление равно C_a , то коэффициент устойчивости против скольжения может быть найден по формуле

$$G_s = \frac{F_t + C_a}{F_t + C_1}. \quad (42.1)$$

Если для устойчивости откоса не требуется сцепления, то C_1 в уравнении (42.1) будет отрицательным. Если, кроме то-

го, грунт не обладает сцеплением, то C_a будет равно нулю. При этих условиях мы получим

$$G_s = \frac{F_t}{F_t - C_1}. \quad (42.2)$$

Это значение на 10—15% больше, чем значение, полученное с помощью уравнения (31.1) для коэффициента устойчивости откосов в несвязных грунтах. Более точно устойчивость против скольжения может быть определена методом, представленным уравнением (31.2).

Поскольку efb (рис. 109, а) может не быть критической окружностью, расчет должен быть повторен для различных окружностей, которые пересекают гребень и являются касательными к подошве насыпи. Сдвиг, как правило, происходит вдоль окружности, для которой G_s имеет минимальное значение.

Если автодорожная насыпь, подверженная периодическому затоплению, состоит из хорошо уплотненного и относительно несжимаемого грунта, то уменьшения устойчивости откосов, вызванного быстрым сбросом паводка, можно избежать путем введения гравийного фильтра между насыпью и основанием, как это показано на рис. 109, б. Так как вода дренируется вниз к фильтру, фильтрационное давление также действует по направлению книзу, а не в стороны. Если такой фильтр устраивается под водохранилищной плотиной, то его непрерывность должна быть нарушена прослойкой относительно непроницаемого грунта, который разделит фильтровый слой на верховую и низовую половины. Прерывистый фильтр такого типа был сооружен на плотине Аркабутла на Миссисипи (1941 г.).

Упрощенный расчет устойчивости жесткой насыпи при внезапной сработке

В § 38 читатель был предупрежден, что всякий расчет, связанный с влиянием фильтрации, является очень неточным, так как действительная форма эквипотенциальных кривых зависит в значительной степени от местных колебаний проницаемости грунта. Следовательно, упрощенные методы служат своей цели так же хорошо или даже лучше, чем довольно громоздкая процедура, описанная выше, при условии, что ошибка идет в запас устойчивости и не превышает 10 или 15%.

Один из таких упрощенных методов, применимых к откосам, более пологим чем 1:2,5, иллюстрируется рис. 110. Сетка течения для состояния сработки показана на рис. 110, а. Из рисунка видно, что эквипотенциальные кривые, изображенные пунктиром, в большинстве почти вертикальны. Следова-

тельно, без излишней погрешности можно принять, что все они являются вертикальными, как это показано на рис. 110, б.

При этом допущении равнодействующая F_w нейтральных напряжений по поверхности скольжения проходит почти через

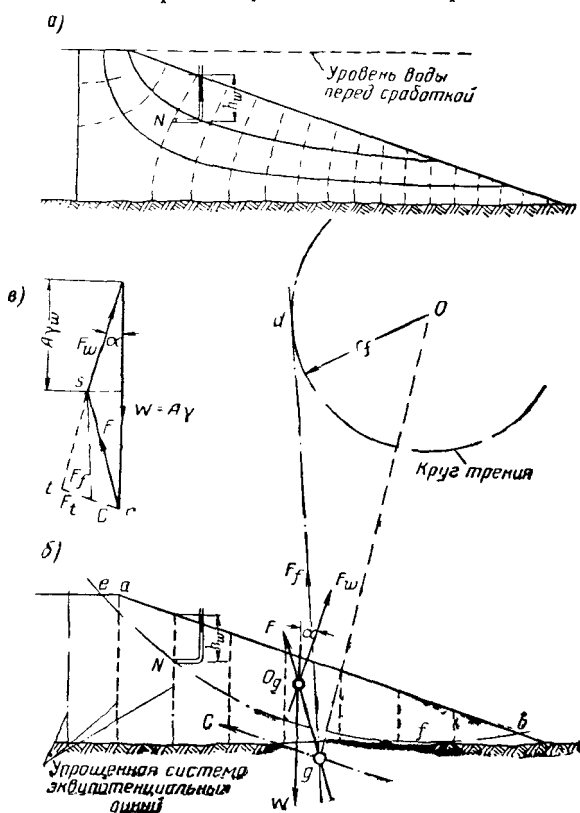


Рис. 110. Упрощенный метод расчета устойчивости для состояния сработки, если материал насыпи несжимаем

a — сетка течения для состояния сработки; b — упрощенная система эквипотенциальных линий; α — силовой многоугольник для расчета устойчивости

центр тяжести O_g сегмента скольжения $abfe$. Линия $O_g O$ почти точно дает направление F_w . Оно образует угол α с вертикалью. Вертикальная компонента F_w равна весу массы воды с объемом, равным объему сегмента скольжения. Следовательно, если A есть объем сегмента на единицу длины насыпи и γ_w — удельный вес воды, то вертикальная компонента F_w равна $A \gamma_w$ и

$$F_w = \frac{A \gamma_w}{\cos \alpha}.$$

Таким образом F_w можно определить без построения многоугольника сил. Остальная часть исследования совпадает с построением на рис. 109. Коэффициент устойчивости против скольжения вдоль efb определяется уравнением (42.1), а коэффициент устойчивости откоса равен минимальному значению, полученному в результате повторения расчета при различных кругах скольжения.

Действительный коэффициент устойчивости откоса больше, чем расчетный, потому что действительная величина F_w меньше, чем величина F_w по рис. 110, б, вследствие разницы между действительными и принятыми эквипотенциальными линиями (рис. 110, а и б). Для крутых откосов это различие является слишком большим. Однако оно уменьшается с уменьшением углов откоса β и для значений β меньше 15° им можно пренебрегать.

Расчет устойчивости сжимаемой насыпи при внезапной сработке

Если материал насыпи нельзя считать практически несжимаемым, как это предполагалось в предыдущих параграфах, то методом сетки течения нельзя пользоваться для вычисления нейтральных напряжений (см. § 39). Все же необходимо рассмотреть гидравлический эффект изменения напряженного состояния насыпи, вызванного сработкой. Изменение, вызванное внезапной сработкой, иллюстрируется рис. 111, а. Левая сторона этого рисунка показывает приближенное распределение вертикальных напряжений по горизонтальному сечению af до сработки. Эффективное нормальное давление по сечению показано эпюрой adb , а нейтральное давление — эпюрой add_1a_1 . Ординаты верхней границы каждой эпюры по отношению к нижней границе равны вертикальному давлению, деленному на удельный вес γ_w воды; В каждой точке горизонтального сечения нейтральное напряжение равно $\gamma_w (H - z)$.

Внезапная сработка уменьшает полное нормальное давление в горизонтальном сечении до значения, представленного эпюрой bd_1f по правую сторону от оси (рис. 111, а). Поскольку содержание воды в насыпи непосредственно после сработки остается неизменным, эффективное давление в горизонтальном сечении практически не меняется. Об этом свидетельствует равенство площадей эпюр abd и bfd . В результате после сработки нейтральное напряжение в любой точке m горизонтального сечения ab будет равно

$$u_w = \gamma_w (z_1 - z).$$

Пьезометрический напор равен $z_1 - z$, а гидростатический напор относительно подошвы насыпи составляет

$$h = z_1.$$

Эквипотенциальные линии, которые удовлетворяют этим условиям, являются вертикальными. Другими словами, система эквипотенциалей идентична упрощенной системе в случае жесткой насыпи, показанной на рис. 110, б. Поэтому расчет устойчивости может производиться методом, показанным на рис. 110, б, а коэффициент устойчивости может быть рассчитан по уравнению (42.1).

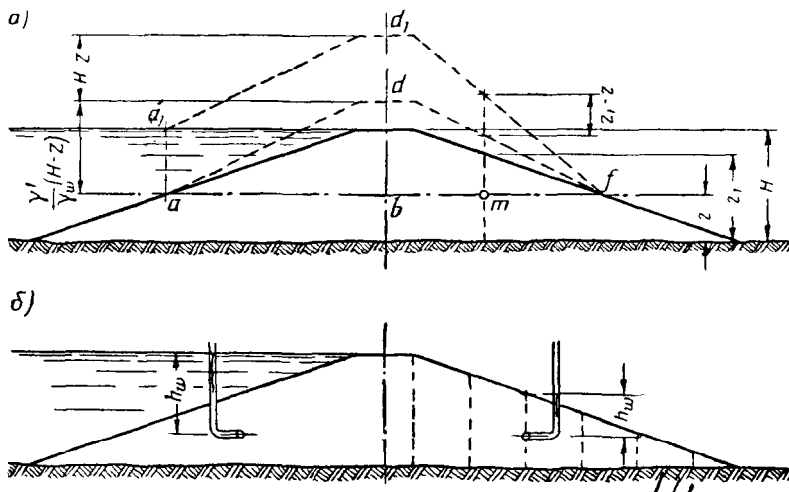


Рис. 111

a — изменение напряженного состояния в сжимаемой насыпи непосредственно после внезапной сработки; *б* — эквипотенциальные линии, соответствующие состоянию сработки

На стр. 287 было указано, что упрощенный способ определения коэффициента устойчивости жестких насыпей (рис. 110, б) приводит к ошибке, которая, однако, идет в запас устойчивости. Но когда этот способ применяется для расчета сжимаемых насыпей, он будет почти точным. Этот факт приводит к заключению, что сжимаемость насыпи увеличивает стремление ее откосов к сползанию при внезапной сработке. Если угол откоса β составляет 36° , то минимальный угол внутреннего трения φ , обеспечивающий равновесие откоса в грунте без сцепления, увеличивается с ростом сжимаемости материала насыпи от примерно 48 до 57° , а если $\beta = 18^\circ$, то значение φ увеличится от примерно $33^\circ 30'$ до 36° .

Влияние скорости сработки на устойчивость

Если проницаемость несжимаемой насыпи является такой же высокой, как и проницаемость крупнозернистого песка, то вода вытекает из пор насыпи почти с такой же скоростью, с

какой понижается уровень внешней воды. С другой стороны, если проницаемость несжимаемой насыпи низкая, то поры грунта будут так малы, что большая часть воды удержится в насыпи капиллярными силами. В то время как уровень внешней воды понижается, поровое давление переходит в пределах зоны капиллярного насыщения из положительного в отрицательное (см. § 21). Следовательно, к концу периода сработки такая насыпь становится, очевидно, более устойчивой, чем это было вначале. Поэтому, если насыпь несжимаема, то постепенное понижение окружающего горизонта воды практически исключает опасность разрушения в результате сработки, а если проницаемость такой насыпи мала, то сработка даже увеличивает устойчивость откосов.

Проницаемость сжимаемых насыпей также является обычно низкой, и большая часть воды удерживается в грунте капиллярными силами. Однако сработка сопровождается уменьшением объема насыпи, которое продолжается и после сработки вследствие консолидации. Ввиду медленности, с которой происходит консолидация, гидравлические условия, показанные на рис. 110, б и 111, б, возникают, очевидно, даже во время медленной сработки. Следовательно, если насыпь состоит из сжимаемого материала, то условия устойчивости при медленной сработке являются почти такими же неблагоприятными, как и при быстрой. Это объясняет факт, подтверждаемый опытом, что разрушение откосов в результате сработки встречается почти исключительно при таких мелкозернистых относительно сжимаемых грунтах, как ил или смесь ила и глины. Вследствие решающего влияния сжимаемости на эффект постепенной сработки тщательное уплотнение материала насыпи имеет первостепенное значение.

Практически сработка всегда происходит более или менее постепенно. Полная сработка всего за несколько дней очень редка. Если уровень воды опускается постепенно, то условия для равновесия насыпи зависят не только от степени сжимаемости, но также и от проницаемости материала насыпи и его водоудерживающей способности. Поэтому влияние свойств грунта насыпи на условия устойчивости является еще более существенным в процессе постепенной сработки, чем после внезапной сработки.

Устойчивость водохранилищных плотин

На рис. 109—111 было принято, что насыпи являются симметричными относительно вертикальной оси и что сработке предшествует полное подтопление обоих откосов. В отличие от этих простых условий верховой откос земляной водохранилищной плотины является обычно более пологим, чем низовой, а у подошвы последнего устраивается дренаж, как это по-

казано на рис. 102. Кроме того, только верховой откос затоплен перед сработкой. Эти различия оказывают влияние на детали расчета устойчивости, но не на общие его принципы.

Расчету устойчивости низового откоса водохранилищной плотины должно предшествовать построение сетки течения, характеризующей фильтрацию через плотину в стадии высокого горизонта, поскольку эта стадия является критической для низового откоса. Сетка течения для этой стадии показана на рис. 102, *а*. Так как эквипотенциальные линии являются кривыми, то исследование должно производиться по методу, показанному на рис. 109.

Критическая стадия для верхового откоса — это состояние сработки. Однако опасность разрушения откоса, обусловленную сработкой, можно не принимать во внимание, если материал верховой части насыпи не состоит из грунта с низкой проницаемостью и, по крайней мере, умеренной сжимаемостью. Величина и распределение порового давления в верховой части плотины после сработки зависит не только от скорости сработки и консолидационных характеристик материала насыпи, но также от содержания воздуха, от плотности и особенностей распределения проницаемости тела насыпи. Поскольку эти последние факторы являются чисто случайными, их невозможно точно определить, и проектировщик вынужден грубо приближенно определять поровое давление на основании упрощенных допущений. На стр. 288 показано, как следует рассуждать при подобном определении.

Сопротивление сдвигу материала насыпи

В связи с исследованием устойчивости насыпи или плотины, подверженной действию фильтрационного давления, возникает вопрос, должно ли сопротивление сдвигу материала насыпи определяться с помощью медленных, консолидировано-быстрых или быстрых испытаний (см. § 15). Ответ на этот вопрос зависит от различных факторов, которые должны быть рассмотрены каждый в отдельности. Наиболее важными из них являются степень консолидации насыпи в конце строительства и ее напряженное состояние непосредственно перед наступлением критических условий.

Если плотина состоит из хорошо уплотненного и практически несжимаемого грунта с коэффициентом фильтрации более чем примерно 10^{-6} см/сек, то можно с уверенностью считать, что консолидация к концу периода строительства будет полной. Точно так же можно принять, что содержание воды в материале насыпи будет изменяться в соответствии с изменением напряжения в процессе наполнения водохранилища и последующей сработки. Поэтому обычно безопасно рассчитывать устойчивость таких плотин на основе результатов мед-

ленного сдвига. Сцеплением следует пренебрегать. Погрешности, по-видимому, будут идти в запас, потому что при низких и средних нормальных давлениях значения, полученные при консолидированно-быстрых испытаниях, являются обычно более высокими, чем значения при медленных испытаниях.

Если плотина состоит из глины, то преобладают совершенно иные условия. Проницаемость глины настолько мала, что содержание воды в глине не будет заметно уменьшаться во время строительства. Поэтому устойчивость плотины непосредственно после строительства должна исследоваться на основе испытаний на быстрый сдвиг, проведенных на образцах глины в том состоянии, в котором она будет укладываться в плотину. Однако, критический период существования плотины из глины не обязательно должен наступать непосредственно после строительства. С течением ряда лет содержание воды в центральной части плотины, очевидно, уменьшается за счет дальнейшей консолидации, в то время как содержание воды у откоса со стороны верхнего бьефа и вблизи от подошвы низового откоса может возрастать. Влияние этих изменений влажности на сопротивление сдвигу глины должно быть учтено. Рекомендуется определять эти изменения и производить расчет устойчивости не только для конечного состояния плотины, но также для одного или двух промежуточных состояний.

Если плотина состоит из грунта, являющегося промежуточным между песком и глиной, как, например, из сжимаемого ила, то расчет консолидации может показать, что материал насыпи является достаточно проницаемым, чтобы консолидация закончилась за время строительства. Если это имеет место, то можно считать, что влажность будет изменяться в полном соответствии с напряжениями сдвига, которые возникают вдоль возможных поверхностей скольжения в период строительства. В свою очередь, должно быть рассмотрено влияние сработки, потому что она может в последующем вызывать возрастание напряжений сдвига при практически неизменном содержании воды. Следовательно, расчет устойчивости должен основываться на самой неблагоприятной комбинации результатов медленного и консолидированно-быстрого сдвига, возможной при предполагаемых эксплуатационных условиях. Подробности такого рода исследований выходят за пределы этой книги.

ЧАСТЬ В

Вопросы проектирования и строительства

Содержание частей А и Б представляет собой собственно то, что в настоящее время называют механикой грунтов. Механика грунтов, в свою очередь, является лишь небольшим разделом в обширной области прикладной механики.

История показывает, что едва ли существует какое-либо положение, имеющее практическое значение для строительной техники, которое не предугадывалось бы инстинктивно и не использовалось успешно отдельными лицами или группами инженеров при проектировании и строительстве еще за много столетий до появления прикладной механики.

Это подтверждается смелыми конструкциями древних мостов, акведуков, и сводов, которые до сих пор вызывают уважение и восхищение их проектировщиками и строителями. Однако прогресс тогда был затрудненным и очень медленным, ибо выдающиеся достижения требовали редкого дара интуиции.

Это положение сохранялось до появления прикладной механики, когда строительное искусство уступило место науке. Если в какую-либо область деятельности человека успешно вторгается наука, то даже рядовой работник получает возможность приспособить свои методы и замыслы к непреложным законам природы, в результате чего производительность его труда колоссально возрастает. Об этом свидетельствуют беспрецедентные успехи строительной техники за последнее столетие.

Геотехника долго отставала от других областей строительной техники, так как законы, которые связывают здесь причины и следствия, не так просты и понятны, как в других областях. Более того, многие задачи вообще не могут быть решены теоретически вследствие сложности физических свойств и строения грунта в естественном залегании.

Несмотря на эти трудности, характерные для рассматриваемого круга вопросов, близкое знакомство рядового инженера с основными закономерностями механики грунтов увеличивает возможность такого же успешного проектирования фундаментов и земляных сооружений, как и других строительных конструкций, хотя и иными приемами. Это видно из срав-

нения части В этой книги с главами, рассматривающими проектирование оснований и фундаментов в любой книге, опубликованной 20 лет тому назад и более.

Первая глава части В рассматривает свойства грунтов в естественном залегании и методы их исследования. Следующие две главы посвящены эмпирическим правилам, которые установлены в различных областях геотехники. В результате сопоставления этих правил с данными, которые содержатся в частях А и Б, устанавливаются пределы их применимости и выводятся дополнительные полуэмпирические правила. Последняя глава рассматривает влияние на соседние сооружения таких строительных работ, как разработка котлованов и откачка грунтовой воды.

ГЛАВА VII

РАЗВЕДКА ГРУНТОВ

§ 43. ЗАДАЧИ И ВОЗМОЖНОСТИ РАЗВЕДКИ ГРУНТОВ

Сущность разведки грунтов

Проект фундамента, земляной плотины или подпорной стенки не может быть составлен рационально и в соответствии с предъявляемыми требованиями, если проектировщик не имеет должного представления о физических свойствах грунтов, с которыми он сталкивается. Исследования в поле и в лаборатории, которые требуются для получения соответствующих данных, и представляют собой разведку грунта.

Еще несколько десятилетий тому назад разведка грунта постоянно давала неприемлемые результаты, так как еще не были разработаны рациональные методы испытания грунтов. С другой стороны, в настоящее время объем проводимых испытаний и утонченность техники их выполнения далеко превосходят практические потребности с точки зрения использования получаемых результатов. Чтобы избежать любой из этих крайностей, необходимо чтобы программа разведочных работ соответствовала грунтовым условиям и характеру намечаемого сооружения.

Учет грунтовых условий при составлении программы разведки грунта

Если фундамент ответственного сооружения должен быть основан на относительно однородном слое глины, то в этом случае можно оправдать большой объем испытаний грунта, выполняемых опытными лаборантами, так как результаты испытаний позволяют довольно точно предвидеть как величину, так и скорость осадок. На основе такого прогноза можно предотвратить без больших затрат опасность неравномерных осадок с помощью надлежащего распределения нагрузок или путем выбора соответствующей глубины заложения фундаментов под различными частями сооружения. С другой стороны, если такое сооружение должно опираться на отложение, состоящее из переслаивающихся карманов и линз песка, гли-

ны и ила, то тот же самый объем исследований добавил бы очень мало к сведениям, которые можно было бы получить только путем определения основных свойств лишь нескольких десятков характерных проб, взятых из разведочных скважин. Дополнительные данные, имеющие гораздо большее значение, чем дорогостоящие испытания образцов, могли бы быть получены за более короткое время и при меньших расходах путем простого глубинного зондирования вдоль расположенных близко друг к другу вертикальных линий, так как такое зондирование обнаружило бы слабые участки между буровыми скважинами. Выявление таких мест более важно, чем точное знание свойств образцов, отобранных наудачу.

Предыдущие замечания показывают, что, если геологический профиль является сложным, развернутая программа испытания грунтов вряд ли уместна. Следовательно, методы исследований грунта необходимо выбирать в соответствии с геологическим профилем на месте строительных работ. В дальнейшем описываются существенные характеристики основных типов грунтовых профилей, обычно встречающихся при строительстве.

Термин *грунтовой профиль* обозначает вертикальное сечение через основание, показывающее мощность и последовательность отдельных пластов. Термин *пласт* употребляется для обозначения относительно хорошо выраженного слоя грунта по сравнению с соседними заметно отличающимися слоями. Если границы между пластами являются более или менее параллельными, то говорят, что такой грунтовой профиль является *простым* или *правильным*. Если границы имеют более или менее неправильное очертание, то *грунтовой* профиль называется *неправильным*, или *эрратическим*.

От поверхности земли до глубины примерно 2 м и в исключительных случаях большей физические свойства грунта испытывают влияние сезонных изменений влажности и температуры и таких биологических факторов, как корни, черви и бактерии. Верхняя часть этого слоя называется *горизонтом А*. Именно он в первую очередь подвержен механическому влиянию выветривания и потере некоторых составных частей, вызванных выщелачиванием. Нижняя часть слоя называется *горизонтом В*. В нем осаждается и накапливается часть веществ, вымытых из горизонта *А*.

Свойства грунтов из горизонтов *А* и *В* интересуют главным образом агрономов и строителей дорог. Для сооружения фундаментов и для земляных работ интерес представляют прежде всего подстилающие материнские породы. Ниже горизонта *В* характер грунта предопределяется только исходным материалом, из которого он возник, видом осаждения и последующими геологическими процессами. Отдельные плас-

ты, которые образуют грунтовый профиль ниже горизонта *B*, могут быть относительно однородными или же могут состоять из элементов меньших размеров, имеющих свойства, более или менее отклоняющиеся от средних. Форма, размеры и расположение этих меньших элементов определяют первичное строение пласта. Поскольку большинство грунтов было отложено под водой, наиболее частым первичным строением является слоистое. Если отдельные слои не толще чем $\sim 2,5$ см и имеют примерно одинаковую толщину, то строение называется ленточным. Примером такого строения являются ленточные глины, описанные в § 2. Действие льда, оползней, ливневых потоков и различных других факторов приводит к образованию пластов с эрратическим строением. Такие отложения не имеют никакой определенной системы. Чем больше строение массы грунта приближается к эрратическому типу, тем труднее определить средние значения характеристик грунта и тем более неопределенны результаты этих исследований.

В жестких глинах и в других грунтах с большим сцеплением, кроме первичного строения, различают вторичное строение, которое развивается после образования осадка. Наиболее важными из характеристик вторичного строения являются системы волосных трещин, швов (трещин отдельности) или зеркал и штрихов скольжения (см. § 7). Волосные трещины и швы встречаются обычно в пойменных глинах, состоящих из слоев, каждый из которых после отложения на время выходил из воды и подвергался воздействию атмосферы. Образование трещин в этот период объясняется усадкой. Зеркала скольжения — это гладко отполированные поверхности, которые могут быть результатом объемных изменений, вызванных химическими процессами или деформациями под действием тяжести или тектонических сил, когда может происходить скольжение вдоль стенок существующих или вновь образующихся швов.

Если пласт связного грунта имеет хорошо выраженное вторичное строение, то результаты лабораторных испытаний могут создавать ложное представление о его механических свойствах. Поэтому при таких грунтах инженер может полагаться в своих суждениях лишь на имеющийся опыт использования аналогичных материалов при строительстве.

Влияние объема строительства на программу разведки

При разработке программы разведки грунта объем строительных работ также должен приниматься во внимание. Если предпринимаемые строительные работы невелики по стоимости, проектировщик может позволить себе при производстве исследовательских работ пройти лишь несколько разведочных

скважин и выполнить немногочисленные классификационные испытания. Недостаточная подробность данных о грунтовых условиях должна компенсироваться при проектировании увеличенным запасом прочности. С другой стороны, если при аналогичных грунтовых условиях предстоят строительные работы такого же типа, но большего масштаба, расходы на детальные и сложные исследования основания являются обычно небольшими по сравнению с той экономией, которая может быть благодаря этим исследованиям достигнута при проектировании и строительстве, или по сравнению с расходами, которые возникли бы в результате аварии, вызванной ошибочными данными изысканий. Следовательно, в случае крупных проектов дорогостоящие исследования основания, очевидно, должны оправдываться.

Чтобы приспособить программу разведки к требованиям данных работ и получить существенные результаты при минимальных расходах времени и денег, инженер должен быть знаком с оборудованием и методикой разведки грунта, с методами лабораторных и полевых испытаний и обработки их результатов, а также представлять себе степень достоверности и надежность данных, получаемых различными методами разведки. Эти вопросы рассматриваются в двух следующих параграфах.

§ 44. МЕТОДЫ РАЗВЕДКИ ГРУНТА

Бурение, отбор образцов и зондирование

Исследование оснований начинается с того, что пробурируется подходящим методом несколько скважин в грунте с целью получения относительно неповрежденных проб грунта из каждого пласта, встреченного при бурении. Эти скважины называются разведочными. Дополнительно могут потребоваться полевые испытания или отбор ненарушенных образцов, либо и то и другое. Полевые испытания, как, например, глубинное зондирование или пробные откачки грунтовой воды, позволяют получить данные, непосредственно характеризующие детали грунтового профиля и свойства грунта *in situ*. Отбор ненарушенных образцов имеет целью изучение свойств грунта с помощью лабораторных испытаний.

В последние годы были приспособлены для изысканий при строительстве также и геофизические методы исследований. С помощью наблюдений с поверхности земли они дают положение границ между грунтом и скальными породами. Если скала прочная и ее верхняя поверхность не слишком неровна, то положение и топография этой поверхности могут быть определены более дешево и быстро, чем способом бурения. Делались также попытки определить с помощью геофизических

методов расположение границ между различными пластами грунта и получить данные о физических свойствах этих пластов. Однако эти попытки все еще не вышли из стадии экспериментирования.

Опыт показал, что физические свойства почти каждого природного пласта грунта значительно изменяются по вертикали и в меньшей степени в горизонтальных направлениях.

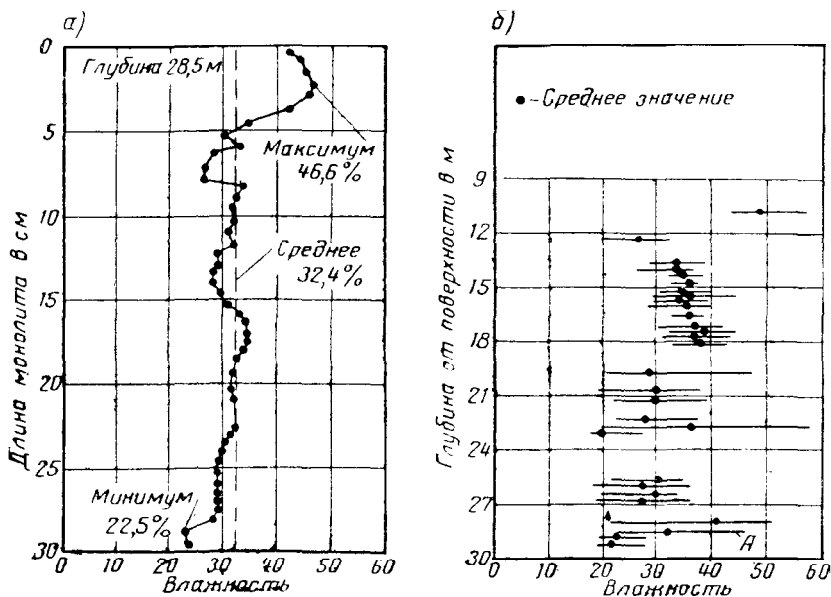


Рис. 112. Колебания влажности глины из буровой скважины в Бостоне (по Фейдуму)

Края каждой горизонтальной линии означают максимальную и минимальную влажность 30-см монолита. А — место отбора монолита по рис. 112, а

Этот факт ярко иллюстрируется изменениями влажности в глинах, которые визуально кажутся однородными. Результаты исследования колебаний влажности одного пласта глины в Бостоне показаны на рис. 112. Колебания в пределах 30-см слоя показаны на рис. 112, а, а в пределах слоя мощностью 18 м — на рис. 112, б. Если масса глины является неоднородной, то ее влажность изменяется с глубиной, по-видимому, беспорядочно, как это показано на рис. 113.

Если пласт грунта принадлежит к эрратическому типу, то данные относительно колебаний свойств грунта могут быть получены только путем извлечения непрерывного монолита (керна) цилиндрической формы от верха до низа пласта и испытания грунта из всех его частей либо путем производства соответствующих полевых испытаний.

Полевые испытания первого вида, примером которых может служить глубинное зондирование, дают непрерывные данные о колебаниях сопротивления пласта пенетрации. Испытания второго вида, к которым относится пробная откачка воды для определения коэффициента фильтрации, дают средние значения исследуемых свойств пласта грунта.

Средние физические характеристики грунта удобно определять с помощью лабораторных испытаний непрерывных цилиндрических кернов, простирающихся от верха до низа

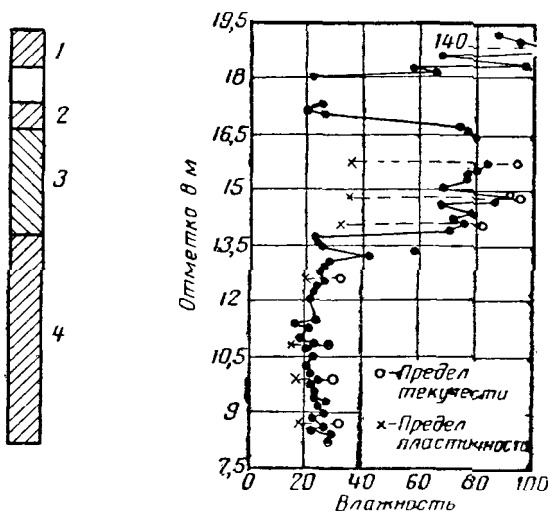


Рис. 113. Колебания влажности образцов из скважины в слоистом береговом отложении

1 — очень мягкий органический глинистый ил; 2 — разнотельный серый песок; 3 — мягкая темно-серая илестая глина; 4 — мергель

пласта. Эти керны обычно отбираются из грунта с помощью стальных тонкостенных труб диаметром 50—65 мм, а скважины, из которых отбираются такие керны, называются скважинами трубчатого отбора. Трубы, содержащие керны, герметически закрываются сразу же после извлечения из скважин и отправляются в лабораторию, где они вскрываются только непосредственно перед исследованием глины.

Если имеется в виду точный расчет осадок сооружения, расположенного на слое глины, или если сооружение должно быть построено на пласте сверхчувствительной или сильно переуплотненной глины, то испытания на консолидацию должны производиться на образцах с диаметром минимум 10 см. Поскольку оборудование скважин трубчатого отбора

обычно не приспособлено для отбора кернов с диаметром больше 63 мм, образцы для испытания на консолидацию должны быть специально отобраны из шурфов или скважин большого диаметра. Эти последние обычно называются скважинами ненарушенного отбора, хотя образцы, полученные из таких скважин, во многих случаях нарушены не меньше, чем в 5-см кернах, полученных с помощью тонкостенных труб.

Чтобы получить в лаборатории надежное среднее значение физических характеристик песчаного пласта, также необходимо испытать все образцы из практически непрерывного цилиндрического керна. Однако, оборудование, которым обычно пользуются при отборе монолитов в глине, не подходит для отбора проб из несвязных грунтов, расположенных ниже уровня воды. В этом случае невозможно избежать чрезмерных потерь керна, если не прибегнуть к одной из дорогостоящих и громоздких процедур, описанных на стр. 313. Следовательно, нужно отдавать предпочтение исследованию пластов несвязного или почти несвязного грунта с помощью таких полевых испытаний, как пенетрация или пробная откачка, которые исключают необходимость извлечения непрерывных цилиндрических кернов.

Ниже в этом параграфе рассматриваются техника и методика разведки грунтов.

Разведочные скважины

Методы бурения. Самые дешевые и самые целесообразные методы проходки разведочных скважин — гидравлическое бурение и бурение с помощью змеевика. Мелкие скважины до глубины примерно 3 м обычно проходят змеевиком. Для проходки более глубоких скважин могут быть использованы и другие методы.

Гидравлическое бурение. Оборудование для гидравлического бурения скважин обычно включает систему труб длиной 1,5 м и диаметром 63 мм, называемых обсадными и служащими для того, чтобы поддерживать стенки скважины; бабу для забивки обсадки в грунт; вышку для управления бабой и обсадкой и подмывную трубу диаметром 2,5 см и длиной от 1,5 до 3 м. Шланг подводится через вертлюг к верху подмывной трубы, а нижний конец трубы оснащается долотом (рис. 115, з), снабженным отверстиями для воды, так что вода может накачиваться вниз по подмывной трубе и выбрасываться через эти отверстия. Оборудование включает также бак для воды и ручной или механический насос.

Чтобы начать гидравлическое бурение (рис. 114), сооружают вышку и в грунт до глубины 1,2 м забивают обсадную трубу длиной 1,5 м. К верхней части этой трубы присоединя-

ют тройник с горизонтальным отводом, в который вводят короткую горизонтальную трубку. Под концом этой трубки помещают наполненный водой бак. Подмывную трубу поднимают в вертикальное положение с помощью ручного троса, проходящего через блок в верхней части копра, и опускают в верх-

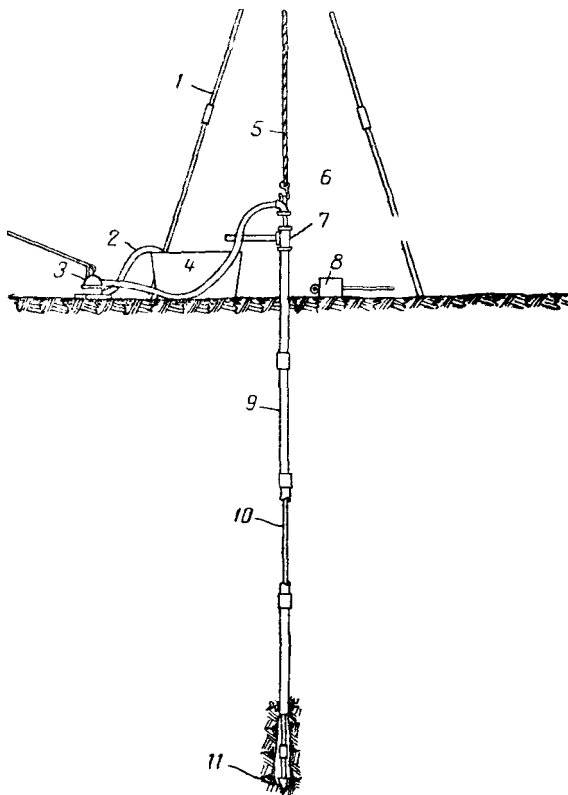


Рис. 114. Установка для гидравлического бурения

1 — копер; 2 — всасывающий шланг; 3 — насос; 4 — чан; 5 — канат; 6 — вертлюг; 7 — тройник, заменяемый наголовником при забивке обсадки; 8 — молот для забивки грунтоноса; для забивки обсадных труб употребляется молот большего веса; 9 — обсадные трубы; 10 — промывная труба (буровые штанги); 11 — долото, заменяемое грунтоносом при отборе монолитов

нюю часть обсадки. Затем включают насос, и вода начинает циркулировать из бака через вертлюг в подмывную трубу, из которой она выходит у края долота и затем поднимается в кольцевом пространстве между подмывной трубой и обсадной. Вода, унося с собой грунт из забоя скважины, возвращается в бак через тройник и горизонтальную трубу в верхней части обсадки. По мере того как вода циркулирует, подмыв-

ная труба раскачивается вверх и вниз и повертывается у забоя после каждого удара, чтобы разрыхлить грунт. Скважина образуется в результате этих ударов и подмыва. По мере необходимости забивают следующие обсадные трубы [44.1].

В процессе бурения буровой мастер наблюдает за цветом и общим видом смеси грунта и воды, которая выходит из скважины. Как только становится заметным значительное изменение, подмывную воду отключают и грунтоносом отбирают пробу грунта. Такие пробы берут также через каждые 1,5 м глубины, даже если характер грунта остается на вид неизменным. Отклонения от этой методики не должны допускаться, потому что они могут привести к серьезным ошибкам в оценке грунтовых условий: Даже если опробование производится добросовестно, наличие прослоек глины толщиной в несколько десятков сантиметров, расположенных между слоями песка, все же может остаться незамеченным.

Когда буровые работы прерываются с целью взятия пробы, то воде нужно дать возможность подняться в обсадных трубах, пока ее уровень не установится. Этот уровень должен определяться и регистрироваться. Нередко наблюдается подъем воды из глубоких слоев до значительно более высоких уровней, чем из верхних. Если подобный факт останется незамеченным, это может привести к серьезным последствиям. Лишь в редких случаях можно встретить обратное явление.

Бурение змеевиком. Кусочки грунта, вымываемые из обсадки при гидравлическом бурении, дают настолько смутное представление о характере грунта, что мастер может не заметить перехода от одного слоя к другому. Поэтому некоторые инженеры предпочитают бурение змеевиком даже при глубоких скважинах, несмотря на его более высокую стоимость.

Типы змеевиков, которые используются для извлечения грунта со дна буровой скважины, показаны на рис. 115, а и б. Бурение производят путем поворачивания змеевика, который вводят в грунт на короткое расстояние, обратного извлечения змеевика и грунта, который пристал к нему, и удаления грунта с змеевика для освидетельствования. Затем змеевик снова вводят в скважину и опять поворачивают. Если скважина не держится и не дает возможности снова вести змеевик из-за бокового давления и обрушения, то она должна быть закреплена обсадной трубой, имеющей внутренний диаметр несколько больших размеров, чем диаметр змеевика. Крепление должно забиваться до глубины не большей, чем верх следующей пробы, и должно очищаться с помощью змеевика. Затем последний вводят в чистую скважину и поворачивают ниже обсадки, чтобы отобрать пробу. Бурение со змеевиком невозможно вести в песке ниже уровня воды, так как этот грунт не прилипает к змеевику.

Диаметр обсадки для глубоких скважин, пройденных змеевиком, составляет обычно 10 см, но чтобы пройти крупный гравий или грунт, содержащий большие камни, может представиться необходимым прибегнуть к 20-см или даже 25-см

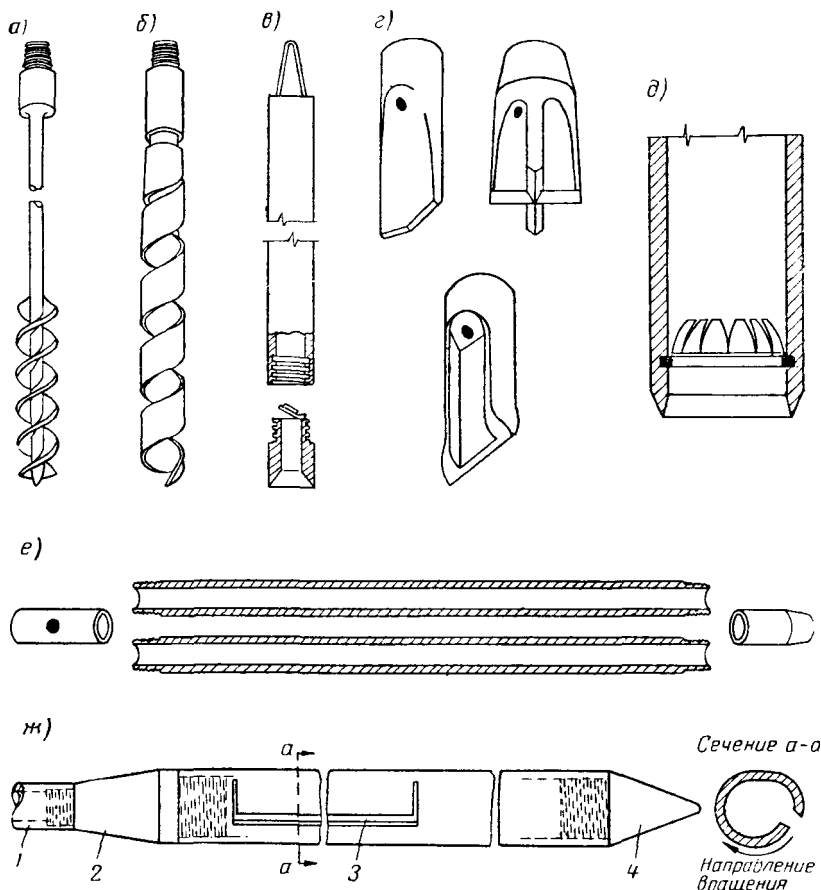


Рис. 115. Приспособления для отбора грунта из разведочных буровых скважин

а и б — змеевики; в — желонки; г — долота; д — грунтонос с пружинным затвором; е — разрезная ложка; ж — скребковый грунтонос; 1 — буровая штанга; 2 — соединительная головка; 3 — открытая щель; 4 — забивной наконечник

обсадке. Камни, которые мешают введению обсадных труб, могут быть разрушены с помощью долота.

Связный грунт, доставленный на поверхность земли с помощью змеевика, содержит все твердые составные части; однако структура его полностью разрушается, и влажность является, как правило, большей, чем в естественном грунте. Следовательно, использование змеевиков не исключает необ-

ходимости отбора проб грунтоносом, как только скважина достигает нового слоя. Следует отметить, что только пробы, отобранные грунтоносом, характеризуют ненарушенный грунт.

Если относительно плотный слой, как, например, слой гравия, расположен над очень мягким слоем, то при бурении змеевиком часто не удастся установить действительного положения границы между этими двумя слоями. В одном случае не был замечен слой мягкой глины толщиной 2,4 м между двумя толстыми слоями гравия. В другом случае оказалось, что действительная граница между слоем гравия и подстилающим слоем мягкой глины находится на 3 м выше, чем уровень, определенный при бурении. Подобные погрешности обуславливаются забивкой обсадных труб ниже уровня, на котором работает змеевик. При этом обсадка проталкивает или тащит за собой каменистый материал в слой глины. Этой ошибки можно избежать, если буровой наконечник все время опережает обсадку на такое расстояние, какое только допускается характером грунта.

Отбор проб в разведочных буровых скважинах. Чтобы получить пробы грунта из разведочных буровых скважин, грунтонос прикрепляют к промывной трубе или буровой штанге вместо наконечника и опускают до забоя скважины. Затем его задавливают в грунт, чтобы отобрать монолит, и извлекают.

Грунтоносы при разведочном бурении обычно состоят из трубки с внутренним диаметром, примерно, 40 мм и длиной от 30 до 60 см. Трубку разрезают по длине, как это указано на рис. 115, е. Поэтому такой грунтонос называется *разрезной ложкой*. При отборе проб обе половины ложки удерживаются вместе короткими винтовыми муфтами на концах. Одна муфта служит для того, чтобы соединять ложку с промывной трубой, другая муфта, заостренная снизу, служит как резец, когда грунтонос вводится в грунт.

В соответствии с существующей практикой грунт извлекает из грунтоноса мастер, который осматривает и классифицирует материал, а затем помещает небольшую часть его в стеклянный сосуд, который плотно закрывается и отправляется к инженеру для визуальной характеристики. Предпочтительнее, однако, отбирать из грунтоноса относительно большие пробы, помещать их в герметически закрытые контейнеры, тщательно описывать и отправлять в лабораторию для определения их индексационных свойств.

Если проба состоит из глины, то ее деформация при перенесении из грунтоноса в контейнер, очевидно, уменьшает сопротивление до таких размеров, что проба не подходит для лабораторного определения ее консистенции в ненарушенном состоянии. Чтобы избежать этого, были сконструированы разрезные ложки с вкладышем из тонкостенной цилиндрической латунной или стальной трубки. Внутренние стенки

вкладыша должны быть заподлицо с резцом. После того, как проба взята, вкладыш с его содержимым извлекают из корпуса грунтоноса, концы его очищают и герметически закрывают и пробу отправляют в лабораторию во вкладыше.

Каким бы ни был тип грунтоноса, только часть пробы должна использоваться для исследования. Остальная часть

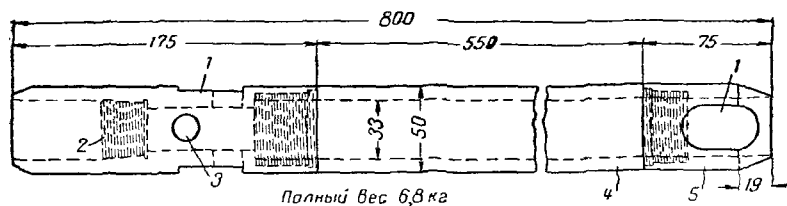


Рис. 116. Размеры грунтоноса-ложки для стандартного испытания на пенетрацию

1 — плоская поверхность для гаечного ключа; 2 — нарезка для промывной трубы; 3 — отверстия для воды диаметром 15 мм; 4 — средняя часть, разрезанная продольно; 5 — стальной башмак для забивки

должна быть помещена в контейнеры с герметическими крышками, чтобы быть под руками для осмотра.

Монолиты глины, полученные с помощью этих грунтоносов, сохраняют, по крайней мере, часть свойств ненарушенного грунта. С другой стороны, пробы грунта с высокой проницаемостью всегда оказываются сильно уплотненными, независимо от плотности грунта *in situ*. Следовательно, нельзя судить по таким пробам об относительной плотности грунта, хотя, как правило, это свойство является значительно более важным, чем характер самих частиц грунта.

Самый простой метод получения хотя бы некоторого представления относительно степени плотности грунта *in situ* состоит в определении числа ударов падающего груза, которые требуются, чтобы забить грунтонос-ложку в грунт на 30 см. Груз весом 63,5 кг и высота падения в 75 см стандартны. Грунтонос-ложка имеет размеры, показанные на рис. 116. Он прикрепляется к буровым штангам и опускается на дно скважины, после того как эта скважина очищена с помощью струи воды или змеевика. Когда ложка достигает дна, бабой бьют по верху буровой штанги, пока грунтонос не проникнет примерно на 15 см в грунт, после чего начинается испытание на пенетрацию, и мастер отмечает число ударов, которое требуется, чтобы забить грунтонос еще на 30 см. Эта процедура называется стандартным испытанием на пенетрацию. Поскольку это испытание дает нам существенно важные сведения при очень незначительных дополнительных усилиях, им никогда не следует пренебрегать.

Песок без сцепления или почти без сцепления, расположенный ниже уровня воды, очевидно выпадет из грунтоноса, когда он будет подниматься со дна буровой скважины. Желонки с клапаном внизу (рис. 115, в) также неудовлетворительны, потому что взбалтывание при их наполнении вымывает из песка мелкие частицы. Чтобы получить пробы песка, содержащие все составные части, необходимо прибегнуть к помощи других грунтоносов, как, например, грунтонос, снабженный затвором из пружинной стали (рис. 115, д). Затвор прикрепляется к стенкам нижнего конца грунтоноса. При подъеме грунтоноса пружины отгибаются к центру и, если между ними не попадает крупная частица, они соединяются и образуют куполообразное дно, которое поддерживает пробу.

Если грунтонос с затворами не может удержать песка, то относительно полная по составу проба может быть получена из 10-см скважин с помощью скребкового грунтоноса, показанного на рис. 115, ж. Он имеет внутренний диаметр 63 мм и длину 75 см. Нижний конец закрывается коническим башмаком. В верхней половине имеется вертикальная щель. С одной стороны стенка, примыкающая к щели, отгибается и заостряется с тем, чтобы образовать режущий край. Грунтонос забивается на полную его длину в дно скважины и повертывается в направлении, показанном стрелкой. При этом режущий край соскабливает прилегающий грунт. Соскобленный материал собирается вначале в нижней половине грунтоноса, а затем и в верхней. Грунт пробы полностью нарушается и частично дезинтегрируется, однако потеря мелких частиц является очень незначительной.

Если встречается слой гравия, то из разведочных скважин диаметром 63 мм невозможно отобрать никакой пробы. Может оказаться даже невозможным забить сквозь такой слой обсадную трубу, в результате чего скважину приходится бросать. Новая скважина должна иметь обсадку диаметром минимум 100 мм.

Полевой журнал разведочного бурения. Независимо от способа разведочного бурения, полевой журнал, составленный мастером или ведущим инженером, должен содержать дату производства бурения, положение скважины в постоянной системе координат и отметку поверхности грунта над уровнем моря. Должны быть отмечены горизонты, на которых встречались грунтовые воды, и верхние границы каждого из последовательных пластов грунта; приводится полевая классификация пластов, составленная мастером, и данные о сопротивлении пенетрации, полученные с помощью стандартного испытания. Тип наконечников, использованных при бурении, также должен быть указан. Если наконечники меняются, то должна быть отмечена глубина, на которой произво-

дится замена, а также причина замены. Недобуренные или брошенные скважины должны быть описаны с не меньшей тщательностью, чем успешно законченные. Записи должны содержать все существенное, что наблюдалось во время работы, например уровни, на которых промывная вода поглощалась грунтом в скважинах.

Если подошва фундамента закладывается ниже уровня воды, то рекомендуется превратить хотя бы одну буровую скважину в наблюдательную и регистрировать колебания горизонта воды во время строительства. Если бетон должен находиться ниже уровня воды, то пробы последней в количестве, примерно 4 л должны быть отобраны из нескольких буровых скважин для химического анализа, чтобы определить, не является ли она агрессивной (см. § 63). Если имеются какие-либо признаки того, что вода содержит газ, то необходимо произвести анализ на месте немедленно после взятия пробы.

Сведения, содержащиеся в полевом журнале, должны представляться в форме разрезом скважины, на котором в подходящем вертикальном масштабе графически изображаются на должных отметках границы между пластами.

Методы отбора ненарушенных монолитов

Бурение скважин трубчатого отбора. Бурение для отбора монолита трубой должно производиться в тех случаях, когда для проекта требуются надежные данные относительно влажности, сопротивления сдвигу и чувствительности пласта глины.

Поскольку стандартная обсадка разведочных скважин имеет внутренний диаметр 63 мм, наибольшая труба для отбора монолита, которой можно воспользоваться при стандартном бурении, будет иметь диаметр 50 мм. Монолиты, получаемые с помощью труб большего диаметра, редко являются более удовлетворительными, чем отобранные с помощью 50-мм труб. В то же время их стоимость является значительно более высокой. Поэтому 50-мм трубы обычно удовлетворяют всем требованиям. Чтобы получить сведения о консистенции глины в ее природном состоянии, необходимо избегать всяких ненужных нарушений глины при отборе монолитов. Ниже показано, что степень нарушения монолита данного диаметра очень быстро увеличивается с возрастанием толщины стенок грунтоноса. Поэтому стенки должны быть как можно тоньше. С другой стороны, они должны быть достаточно крепкими, чтобы противостоять без смятия сопротивлению грунта пенетрации. Всем этим требованиям удовлетворяют грунтоносы из труб диаметром 50 мм, изготов-

ленных из специальной стали. Эти трубы обычно имеют длину 75 или 90 см. Их нижние концы скошены и заострены, а верхние концы приспособлены для соединения с буровыми штангами (рис. 117).

Чтобы отобрать монолит, мастер присоединяет трубку к концу колонны буровых штанг и опускает ее в скважину, которая предварительно очищается ложкой или промывкой. Затем грунтонос задавливают со дна скважины вниз на расстояние примерно на 15 см меньше, чем длина самой

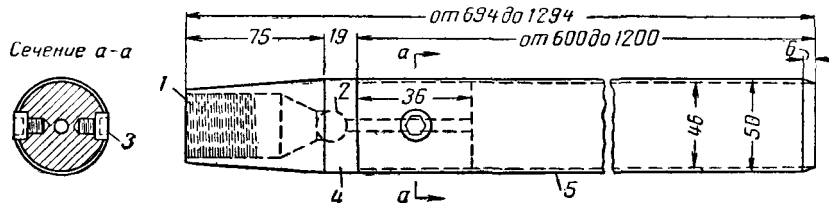


Рис. 117. Трубчатый грунтонос диаметром 5 см

1 — нарезка для промывной трубы; 2 — 12-мм шаровой клапан; 3 — зажимной болт;
4 — соединительная головка; 5 — бесшовная или сварная стальная труба

трубки. Лучше всего задавливать грунтонос одним быстрым непрерывным движением с помощью полиспаста, используя обсадную трубу в качестве упора, или же с помощью гидравлического домкрата. Забивка молотом не должна допускаться. Когда грунтонос задавлен, буровая штанга поворачивается, чтобы срезать конец монолита, и грунтонос извлекается. С обоих концов трубы тщательно очищают от грунта на небольшом расстоянии с тем, чтобы можно было вставить металлические диски для защиты торцов монолита. Затем эти металлические диски заливают парафином, чтобы создать герметическую закупорку. Обычно после отбора двух монолитов обсадку снова продвигают вниз на небольшое расстояние и очищают с помощью ложки или струи воды. Снова берут следующие два монолита. Повторяя эту процедуру, можно получить почти непрерывный керн из всего пласта глины. Во время всех этих операций скважина должна оставаться наполненной водой. Обсадка не должна забиваться в глину, пока не взяты монолиты на длину грунтоноса глубже низа обсадки. В противном случае монолит будет состоять не из относительно ненарушенного грунта, а из материала, который был вдавлен в обсадную трубу. Если глина очень мягкая, она может выпираться в отверстие, оставленное грунтоносом, настолько быстро, что обсадку приходится опускать вниз прежде, чем будет отобран следующий монолит. При довольно плотном грунте могут быть взяты друг за другом несколько монолитов до того, как понадобится опускание обсадки.

Если на данной стройплощадке производили трубчатый отбор, то всегда желательно выяснить степень влияния на консистенцию глины операций по отбору. Однако такие данные могут быть получены только в тех местах, где глина вскрыта котлованом или шурфом. Несколько труб-грунтоносов вдавливают в глину на дне выемки и оставляют в покое, пока в дне не будет вырезан уступ, из которого сначала осторожно вырезают большой монолит вместе с трубами, а уже из него извлекают трубы с образцами.

Исследования подобного типа производились в глинах различной консистенции на строительстве метро в Чикаго. Результаты испытаний в одном из пунктов показаны на рис. 118, где сплошные кривые *a* выражают соотношение между напряжениями и деформациями, полученное с помощью испытаний на одноосное сжатие проб, вырезанных вручную, а пунктирные кривые *b* изображают то же соотношение для монолитов, отобранных с помощью труб. Кривая *c* из точек и штрихов дает это же соотношение для одной из проб, полностью пережатой при неизменной влажности. На основании результатов большого числа пробных испытаний был сделан вывод, что сопротивление одноосному сжатию 50-мм пробы глины при трубчатом отборе приблизительно равно 75% от сопротивления образцов, вырезанных вручную, тогда как полное нарушение уменьшает сопротивление вырезанных вручную образцов до 30% от первоначального значения. Могут быть редкие случаи, когда нарушение образцов, отобранных 50-мм трубами, оказывается чрезмерным независимо от тщательности, с которой производится отбор. В таких случаях может оказаться необходимым получить монолиты большого диаметра.

Отбор монолитов большого диаметра из пластов глины. Если разведочное бурение показывает, что основание проектируемого сооружения содержит пласт сверхчувствительной глины, или если необходим исключительно точный расчет осадки, то в этом случае требуются ненарушенные монолиты с диаметром минимум 100 мм. Такие монолиты могут быть вырезаны из грунта в шурфе, но могут быть получены также и из буровых скважин.

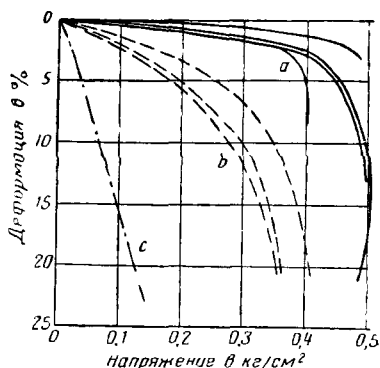


Рис. 118. Кривые напряжение-деформация, полученные при испытании на одноосное сжатие глины из Чикаго

Способ отбора монолитов большого диаметра из буровых скважин аналогичен получению 50-мм монолитов способом трубчатого отбора; однако, грунтонос является несколько более совершенным. Он состоит обычно из тонкой цилиндрической металлической гильзы, в которую входит монолит, и тяжелого внешнего цилиндра, оснащенного у нижнего конца режущим башмаком. Когда монолит отобран, внешний цилиндр разбирают. Металлический корпус, содержащий монолит, герметически закрывают с обоих концов и направляют в лабораторию.

Какой бы тип грунтоноса ни был использован, все же неизбежно некоторое нарушение грунта. Так как это нарушение является максимальным у периферии, то внешние части образца должны быть удалены перед испытанием. Искривление слоев в слоистом грунте становится видимым, если разрезать монолит вдоль и дать ему очень медленно высыхать. В то время как слои ила и песка достигают предела усадки и принимают светлую окраску, слои пластичной глины все еще остаются насыщенными водой и сохраняют темный цвет. На этой стадии высыхания слоистость видна очень ясно.

Степень нарушения зависит от способа внедрения в грунт грунтоноса, а также от его размеров. Максимальное нарушение получается при забивке грунтоноса в грунт с помощью последовательных ударов молота, а наилучшие результаты могут быть достигнуты, если грунтонос задавливается в грунт с высокой и постоянной скоростью. Для грунтоносов данного диаметра, погружаемых в грунт одинаковым способом, степень нарушения зависит от отношения площадей

$$A_r = 100 \frac{D_e^2 - D_i^2}{D_i^2} \%,$$

где D_e — является внешним диаметром, а D_i — внутренним диаметром грунтоноса.

Для 50-мм тонкостенных стальных труб A_r составляет примерно 10%. Оно не превышает 40% в удачно спроектированных грунтоносах для отбора 100-мм ненарушенных монолитов. Рис. 119, а показывает верхний конец, а рис. 119, б — нижний конец 100-мм монолита длиной 1,5 м, который был получен в результате забивки ударами молота в слоистую осадочную глину весьма неудовлетворительного грунтоноса. Сильное нарушение верхней части было вызвано тем, что до введения грунтоноса скважина была пробурена на 60 см ниже обсадки, так что глина могла выжиматься в незакрепленную часть скважины с боков. На рис. 119, в показан необрезанный монолит слоистой глины. Превосходное качество монолита обусловлено применением высокой техники и

удачно запроектированного грунтоноса. Этот грунтонос имел отношение площадей 40% и диаметр 10 см. Он был быстро задавлен в глину под статическим давлением.

Влияние данной степени нарушения на различные физические свойства глины является весьма разнообразным. Оно было рассмотрено в части А.

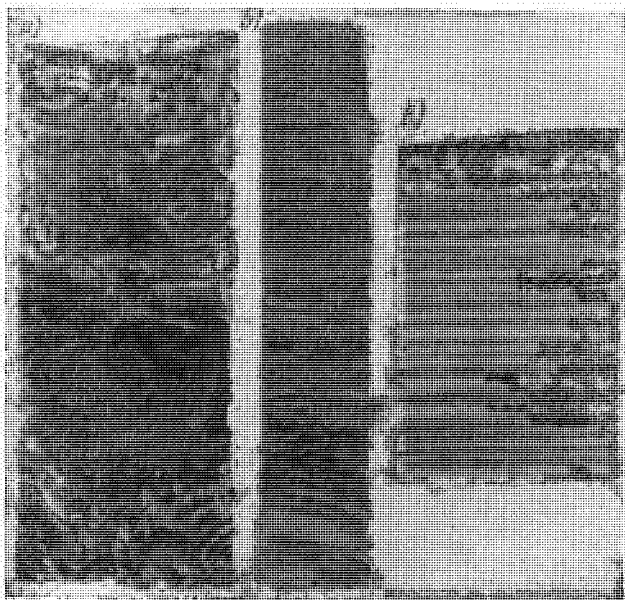


Рис. 119. Фотографии образцов грунта, отобранных с помощью 10-см грунтоносов

а — проба, сильно нарушенная в результате бурения впереди обсад-
ки до введения грунтоноса; *б* — нарушение монолита, полученное
в результате забивки в грунт ударами молота грунтоноса неудач-
ной конструкции; *в* — отличный монолит, полученный с помощью
грунтоноса — хорошей конструкции, задавленного в грунт одним
быстрым движением

Чтобы получить ненарушенный монолит большого диаметра в открытой выемке или тоннеле, глину вокруг места отбора монолита тщательно вырезают, оставляя блок в форме «попа» несколько больших размеров, чем требуемый монолит. Мягкая глина обычно режется с помощью туго натянутой струны или петли из тонкой полоски стали. При плотных материалах нож или шпатель могут оказаться более подходящими.

Контейнер для монолита состоит из тонкостенной металлической банки без выступающих приливов или швов. Когда вырезан блок, имеющий размеры, превышающие на

несколько сантиметров окончательные размеры монолита, контейнер со снятой крышкой опрокидывают и ставят на верх блока. Последний тщательно обрезают до диаметра контейнера участками по несколько сантиметров высотой. По мере обрезки контейнер вдавливают вниз. Когда он заполнится, блок отрезают ниже контейнера с помощью струны. Затем грунт подрезают заподлицо с торцом контейнера и все пустоты, оставшиеся между монолитом и контейнером, заполняют парафином, заливаемым вокруг поверхности монолита. Наконец, контейнер закрывают металлической крышкой и запечатывают.

Ненарушенные монолиты песка. Необходимо различать отборы проб в песке выше и ниже уровня воды. Выше уровня грунтовой воды влага сообщает песку некоторое сцепление (§ 20). Пробы песка со слабым сцеплением могут быть отобраны из буровых скважин с помощью грунтоносов с затворами (рис. 115, д) или из шурфов.

Монолиты из буровых скважин содержат все составные части скелета песка в его естественном состоянии, но проницаемость песка настолько велика, что процедура отбора проб, по-видимому, вызывает уплотнение материала, который поступает в грунтонос. Следовательно, если характер производимых работ требует знания коэффициента естественной пористости песка, то удовлетворительные образцы могут быть получены только из шурфов.

Перед отбором монолита в песке на дне шурфа вырезают уступ. Поверхность песка тщательно выравнивают и помещают на нее в вертикальном положении цилиндрическую металлическую гильзу, имеющую обычно диаметр 12,5—15 см и длину около 15 см. Ее изготовляют из тонкой листовой стали. Эта гильза осторожно задавливается в песок на всю длину и захватывает таким образом цилиндрическую колонку песка. Окружающий песок удаляют и верх оболочки закрывают металлической крышкой, которую надевают на гильзу. Если поверхность песка не совпадает с верхом гильзы, то пустое пространство заполняют парафином, а затем надевают крышку. С помощью лопатки образец обрезают на несколько сантиметров ниже гильзы, затем переворачивают. Избыточный песок удаляют таким образом, чтобы поверхность, которая оказалась теперь сверху, также могла быть закрыта металлической крышкой.

Если необходимо отобрать монолит ниже уровня воды, то можно попытаться получить его с помощью грунтоноса, подобного показанному на рис. 115, д. Если эта попытка оказывается неудачной или если проводимые работы требуют данных относительно коэффициента естественной пористости песка, то удовлетворительные образцы могут быть получены путем понижения уровня воды до отметки ниже основания

слоя песка и проходки шурфа в дренированном песке. Другой способ заключается в отборе монолитов в буровой скважине большого диаметра, после того как песок ниже забоя скважины превращают в связный материал с помощью одного из способов, описанных ниже.

При осушении песка путем откачки воды из зумпфа вода, которая стекает к последнему, по-видимому, разрыхляет песок. Если песок уже рыхлый, то шурф может оказаться заполненным разжиженной смесью песка и воды. Поэтому удовлетворительные результаты могут быть получены только при понижении уровня воды иглофильтрами (§ 21). Уровень воды должен поддерживаться на несколько десятков сантиметров ниже дна шурфа.

Преобразование водоносного песка без сцепления ниже дна скважины в связный материал достигается тремя различными методами.

а) Закрепление песка с помощью инъекции битумной эмульсии. После затвердения песка из него отбирается монолит. Пока образец не подготовлен для испытаний, с ним можно работать как со связным материалом. Связующее вещество затем удаляется с помощью растворителя [44.3].

б) Замораживание песка ниже конца обсадных труб и отбор пробы замороженного материала.

в) Замораживание нижнего края монолита в грунтоносе с целью закупоривания последнего снизу. Гильзы для взятия проб с замораживанием имеют диаметр 75 мм, а обсадка — диаметр 150 мм. Чтобы отобрать монолит, грунтонос осторожно задавливают в грунт ниже обсадки. Грунт вокруг грунтоноса затем удаляют путем срезания кольцевым буром при взаимодействии с подмывом струей воды, и обсадка одновременно опускается благодаря подмыву. Когда низ обсадной трубы достигает уровня примерно на 5 см выше режущего края грунтоноса, кольцевой бур заменяют кольцевой замораживающей камерой, сквозь которую прокачивается спирт или ацетон, охлажденный сухим льдом. После того как нижний конец монолита заморожен до твердого состояния, грунтонос извлекают [44.4].

Все эти методы отбора песка ниже уровня воды стоят довольно дорого и требуют сложного оборудования. В США пользовались почти исключительно методом, описанным в п. «в». К счастью, ненарушенные образцы песка, расположенного ниже уровня воды, требуются редко и лишь для того, чтобы выяснить, не является ли пласт очень мелкого песка под сооружением чрезмерно рыхлым и неустойчивым. Метод, описанный в п. «б», был разработан и использован в связи с исследованием некоторых заведомо плывунных песков, которые упоминались в § 17.

Отбор ненарушенных образцов при бурении без обсадки. Скважины для трубчатого отбора и для отбора монолитов большого диаметра должны снабжаться обсадкой. Чтобы избежать необходимости крепления, стенки скважин можно покрывать тонким слоем связного материала, называемого буровым раствором. Покрытие раствором обычно предотвращает обвал стенок в тех частях скважины, которые расположены в несвязном или слабо связном грунте.

Буровой раствор вводят в скважину в виде суспензии через систему полых буровых штанг. Колонковую трубу помещают внутри трубы больших размеров, оснащенной режущими зубьями на нижнем конце. По мере хода бурения внешний цилиндр вращается. Буровой раствор стекает вниз через кольцообразное пространство между двумя трубами. Он вытекает через отверстия между режущими зубьями и поднимается между внешней трубой и стенками скважины кверху буровой скважины.

Этот метод широко используется инженерными частями армии США, а также Бюро по мелиорации США в сочетании с грунтоносом Денисона. Этот грунтонос имеет длину 60 см и внутренний диаметр 15 см. Он содержит тонкий цилиндрический вкладыш, вместе с которым образец вынимается из грунтоноса, и снабжен пружинным затвором, аналогичным затвору, показанному на рис. 115, д. По мере бурения грунтонос задавливается в грунт с помощью домкратов, создающих давление от 1 до 2 т. Реакция домкратов воспринимается буровой вышкой [44.5].

Монолиты глины, взятые с помощью грунтоноса Денисона, не худшего качества, чем отобранные из буровых скважин с помощью любых других типов грунтоносов. При этом методе степень нарушения монолитов грунта обычно, хотя и не всегда, оказывается незначительной, так как грунтонос задавливается, а не забивается в грунт. Однако, когда он используется в чистом песке ниже уровня воды, он может при извлечении из скважины оказаться пустым. Слои из гравия могут помешать бурению в такой степени, что скважину придется бросить.

При успешном бурении можно получить непрерывный ряд 15-см монолитов с очень небольшими разрывами между ними. Однако для хранения этих монолитов требуется много места, а испытания больших образцов сопряжены с значительным расходом времени и денег, который может совершенно не соответствовать практической ценности получаемых результатов.

Поэтому случаи, когда бурению с раствором следует отдавать предпочтение перед обычными методами бурения и отбора проб, очень редки.

Глубинное зондирование

Назначение глубинного зондирования. Глубинное зондирование производится при разведке слоев грунта с эрратическим строением. Оно используется также для того, чтобы установить, не содержит ли основание исключительно мягкие включения, расположенные в промежутке между буровыми скважинами, и чтобы получить данные об относительной плотности грунтов с незначительным сцеплением или без сцепления.

Опыт показывает, что эрратические профили грунта встречаются чаще, чем правильные. Результаты разведочного бурения в грунтах с эрратическим строением оставляют опасную возможность самой неопределенной интерпретации, если только расстояния между скважинами не очень малы. Расходы же по бурению сетки очень близко расположенных скважин оказываются слишком значительными, если исследуемая площадь не очень мала. Однако значительные изменения в характере основания обычно сопровождаются изменениями в сопротивлении грунта забивке свай или трубы, снабженной соответствующим наконечником.

Влияние относительной плотности песка на сопротивление пенетрации хорошо известно каждому инженеру, имеющему опыт забивки свай. Если песок очень плотный, то сваю невозможно забить глубже, чем на 3—4,5 м. Забивка оказывается очень трудной, и число ударов на единицу глубины погружения быстро возрастает с глубиной. Если песок очень рыхлый, то цилиндрические сваи можно забивать до любой глубины, и увеличение сопротивления с глубиной является незначительным.

Изменение сопротивления грунта пенетрации может быть быстро и относительно дешево определено испытанием, которое называется **глубинным зондированием**. Приспособление, которое используется для проведения этих испытаний, называется **пенетрометром**. В то время как стандартные испытания на пенетрацию, описанные на стр. 305, дают только одно значение сопротивления примерно на каждые 1,5 м глубины, при глубинном зондировании получается непрерывная или почти непрерывная характеристика изменения сопротивления пенетрации по глубине.

Импровизированные методы зондирования. В течение нескольких поколений инженеры предпринимали попытки грубо определять консистенцию грунта с помощью забивки стержней, труб или железнодорожных рельсов и регистрации погружения, вызываемого каждым ударом забивающего груза. Если пользоваться этим приемом разумно и в сочетании хотя бы с несколькими разведочными скважинами, он, несмотря на свою простоту, может оказаться очень успеш-

ным. Следующий случай может служить в качестве примера.

Предварительное бурение для свайного фундамента вскрыло эрратическое отложение, состоящее главным образом из рыхлого и среднеплотного песка с немногочисленными карманами мягкого ила или глины. Во время сооружения фундамента было замечено, что глубина, на которой достигается отказ, колеблется в неожиданно широких пределах. Появилось опасение, что более короткие сваи могли получать отказ в плотных слоях, расположенных над большими прослойками мягкого ила или глины. Чтобы определить, не теряя времени, справедливо ли это опасение, был использован метод зондирования. Единственное оборудование, которое можно было быстро достать, состояло из некоторого количества 39-кг стальных рельсов и бабы для забивки свай весом 1,1 т. Испытание состояло в забивке рельсов с помощью бабы, падающей с высоты 75 см, и в определении числа ударов, требуемых для погружения рельсов на 30 см. Зондирование вскрыло чрезвычайно незакономерные колебания сопротивления грунта пенетрации рельсов. На рис. 120 воспроизведен график зондирований в пунктах *A* и *B*, находящихся на расстоянии 12,6 м друг от друга. С помощью этих зондирований представилось возможным быстро определить границы всех карманов чрезмерно мягких грунтов в основании. После того как были получены эти данные, было пробурено несколько разведочных скважин там, где оказались карманы наиболее мягкого грунта. Бурение показало, что большинство этих карманов содержало не ил или глину, а чистый, хорошо подобранный, но очень рыхлый песок. Колебания в длине свай были вызваны лишь незакономерными и очень большими изменениями в плотности песка.

Если хотят использовать все преимущества метода зондирования, то техника его выполнения должна быть приспособлена к грунтовым условиям. В соответствии с этим было разработано много различных способов, которые подразделены на две большие группы: статические и динамические. При статических методах зондирующий стержень задавливается в грунт с помощью статического давления. Динамические методы состоят в забивке стержня ударами падающего молота.

Методы статического зондирования. Около 1917 г. Министерство железных дорог Швеции разработало прибор для зондирования, состоявший из заостренного бура (рис. 121,а) длиной 20 см с максимальным диаметром 33 мм. Бур прикрепляется к нижнему концу жесткого стержня. Этот прибор употребляется для оценки консистенции глины [44.6]. После того как стержень перестает погружаться в глину под своим собственным весом, его загружают ступенями до 100 кг. При

этом измеряется погружение, вызываемое каждым увеличением нагрузки. Наконец, стержень вместе со всей нагрузкой на нем ввинчивается в грунт и при этом отмечается

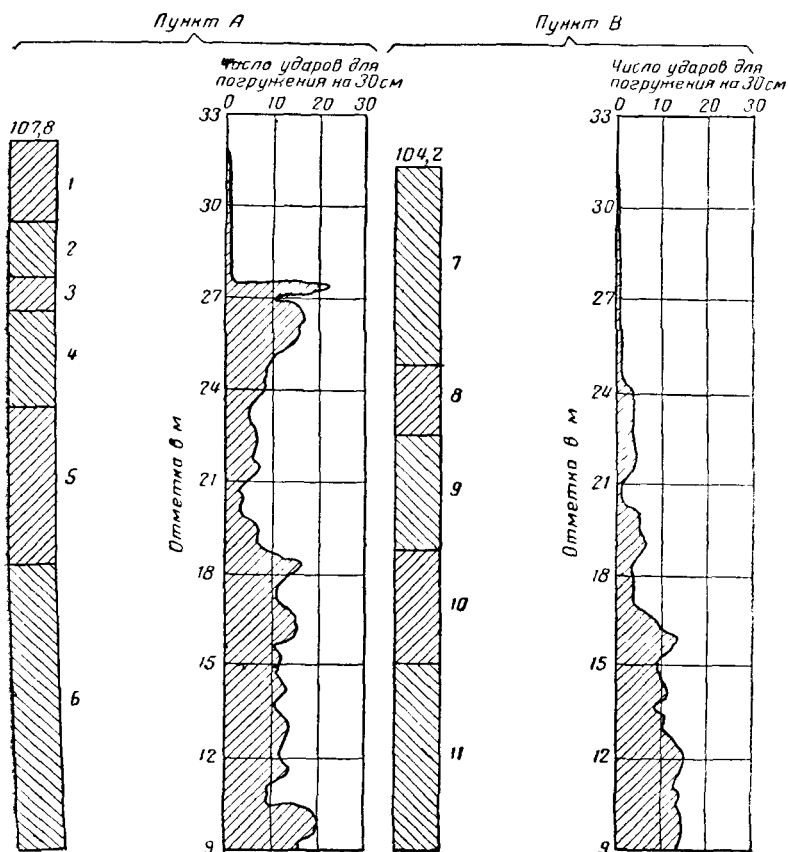


Рис. 120. Результаты пенетрации с помощью стальных рельс, забитых в двух пунктах на расстоянии 12,6 м друг от друга через мягкий ил и глину в крупнозернистый ледниковый вынос (Порт Альберни, Ванкувер, Британская Колумбия)

1 — мягкий пылеватый темный ил; 2 — крупный песок с черным илом; 3 — крупный песок; 4 — темный крупный песок, немного гравия, прослойки среднего песка; 5 — очень крупный песок, немного гравия; 6 — крупный песок и гравий; 7 — мягкий ил и глина; 8 — темный песок от средне- до крупнозернистого, немного гравия; 9 — крупный песок с мелким гравием, становящимся крупнее с глубиной; 10 — темный песок от средне- до крупнозернистого, немного гравия; 11 — крупный песок и гравий

погружение за каждые 50 полных оборотов. Аналогичным методом пользовались примерно с 1927 г. железные дороги Дании для определения глубины, до которой должны забиваться сваи. Наконечник, вводимый при этом в грунт,

имеет форму вытянутой усеченной пирамиды, как это показано на рис. 121, б [44.7].

На рис. 121, г показан наконечник, который применяется при зондировании Министерством общественных работ в

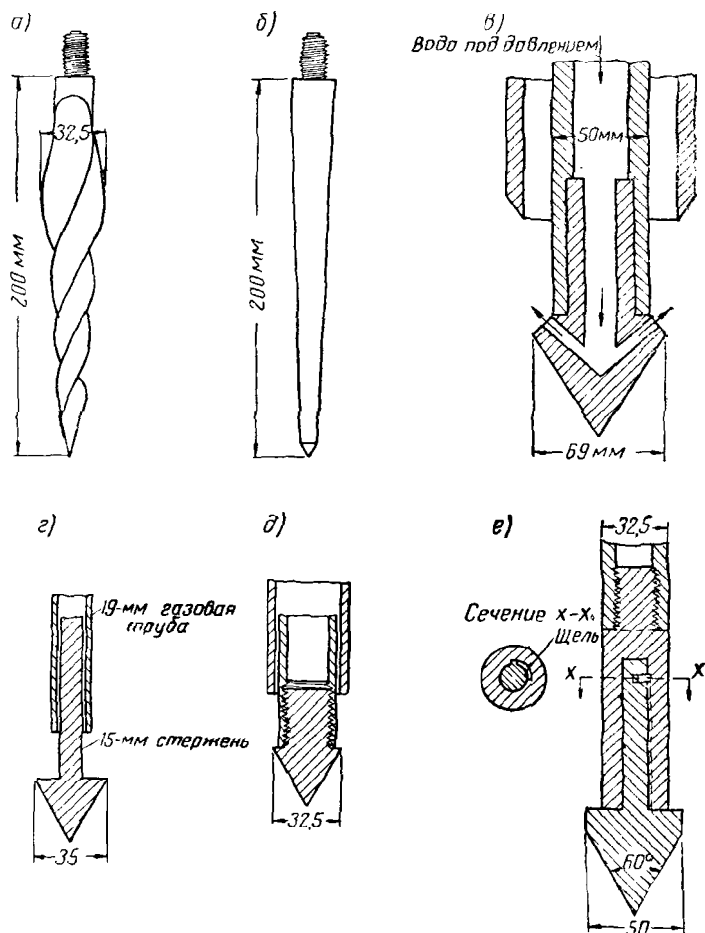


Рис. 121. Пенетromетры

а — шведский; б — датский; в — с подымым наконечником; г — голландский; д — швейцарский; е — конический забивной наконечник

Голландии, начиная с 1935 г. Конус с заострением в 60° и диаметром 3,5 см прикрепляется к нижнему концу стержня диаметром 15 мм, опущенного в газовую трубу диаметром 19 мм (рис. 122, а). Конус вдавливается в грунт на 50 см со скоростью 10 см в секунду одним или двумя рабочими, которые передают часть своего веса на поперечную перекладину, прикрепленную к верхнему концу стержня. Давление,

которое приходится на стержень, регистрируется с помощью динамометра, установленного на стержне ниже поперечной рукоятки. Вслед за каждым погружением стержня в грунт вдавливаются на 50 см наружная труба, после чего снова повторяется задавливание стержня. Давление на стержень

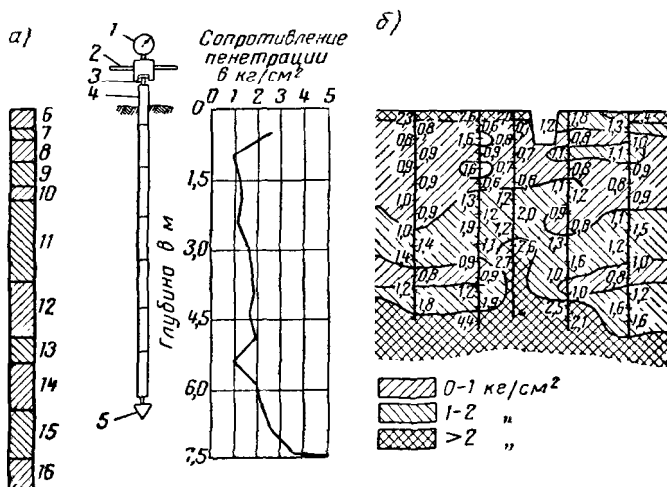


Рис. 122

а — голландский пенетромтр (данные по одной из скважин); б — грунтовой профиль вдоль трассы автострады с показанием колебаний в сопротивлении penetrации; 1 — манометр; 2 — рукоятка; 3 — стержень; 4 — 19-мм трубка; 5 — конус; 6 — почвенный слой; 7 — плотный торф, глина; 8 — относительно плотный торф; 9 — мягкая серая глина, торф; 10 — мягкая серая глина; 11 — мягкая серая глина с примесью торфа; 12 — мягкий торф; 13 — мягкая серая глина, торф; 14 — мягкая серая глина; 15 — довольно плотный торф; 16 — песчанник

при каждой ступени погружения наносится на график в зависимости от глубины (рис. 122, а). Регистрация каждой ступени погружения позволяет построить профиль консистенции (рис. 122, б). Данный метод используется для оценки несущей способности пластов мягкой глины и торфа перед возведением дорожных насыпей. Одно зондирование до глубины 12 м занимает около 15 мин. [44.8].

Методы пенетрации, описанные выше, используются главным образом в мягкой глине. Сопротивление песков или других несвязных грунтов, оказываемое статической пенетрацией, зависит, по-видимому, не только от относительной плотности песка, но также и от глубины. Чтобы исключить влияние глубины, в 1928 г. был разработан метод подмыва, который использовался при строительстве метро в Нью-Йорке. Основание состояло из чистого средне- и крупнозернистого песка. При применении этого метода конический наконечник (рис. 121, в) диаметром 69 мм прикрепляется к нижнему

концу тяжелой подмывной трубы с внешним диаметром 50 мм. Труба с прикрепленным конусом вводится в обсадку с внутренним диаметром 75 мм (рис. 123, а). Конус вдавли-
вается в грунт на глубину 25 см с помощью гидравлическо-

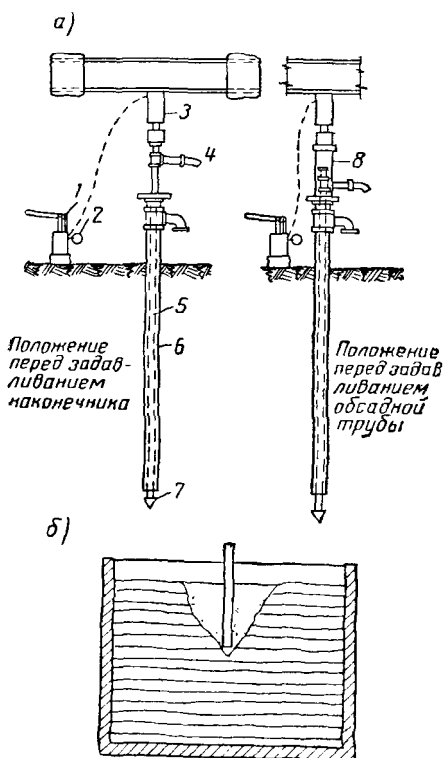


Рис. 123

а — пенетромтр для исследования относительной плотности песка; б — зарисовка по фотографии, показывающей подмывной наконечник перед началом опускания; в конусообразном пространстве над наконечником структура песка разрушена действием струи; 1 — насос; 2 — манометр; 3 — гидравлический домкрат; 4 — подача воды; 5 — внутренняя труба; 6 — внешняя труба; 7 — конический подмывной наконечник; 8 — головка для задавливания обсадной трубы

го домкрата, действующе-
го на верхний конец тру-
бы. Затем подается вода.
Она бьет вверх из наконечника через соответствующим образом просверленные отверстия и превращает конусообразную массу грунта (рис. 123, б), расположенную над наконечником, в полужидкое состояние. Часть грунта вымывается через пространство между подмывной трубой и обсадкой. Во время циркуляции воды достаточно легкого усилия, чтобы посадить обсадку вниз на расстояние, равное предшествующему погружению конуса. Затем вода отключается, и конус снова вдавливается вниз на расстояние 25 см. Давление, производимое домкратом во время каждой посадки конуса, определяется по манометру, установленному на маслопроводе домкрата, и наносится на график как функция глубины. При использовании этого метода на работах в Нью-Йорке за короткое время было проведено

большое число зондирований. Результаты наблюдений сопоставлялись с результатами испытаний пробной нагрузкой с помощью штампа площадью $30 \times 30 \text{ см}^2$, который помещается на дне шурфа. Эти испытания проводились на различных глубинах от поверхности, по мере углубления шурфа. Сопоставление результатов испытаний показано на рис. 124. Во время испытаний как на пенетрацию, так и

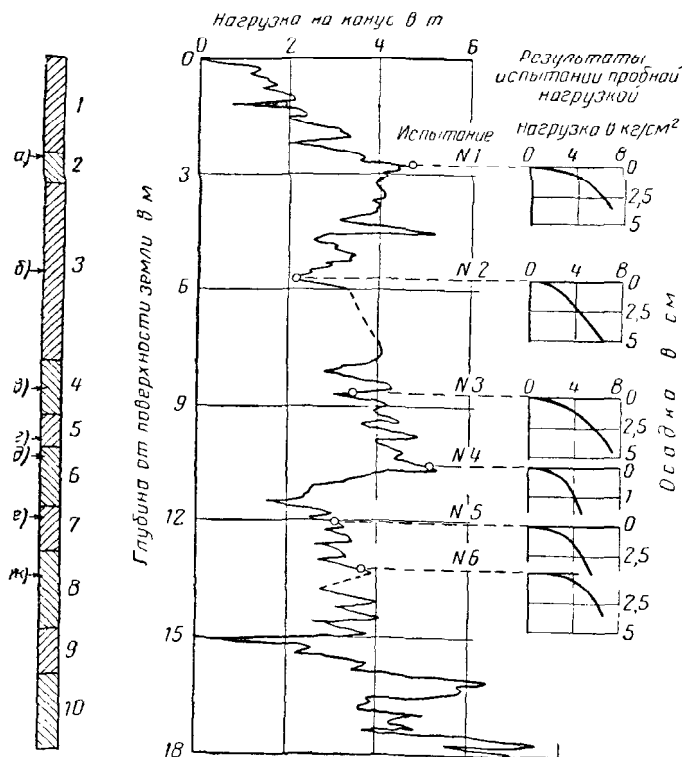


Рис. 124. Результаты исследования песчаного отложения по трассе Нью-Йоркского метро пенетрометром с подмывным наконечником и испытанием пробной нагрузкой в опытной шахте после получения данных пенетрации

Описание образцов из шурфа: *а* — рыхлый крупный однородный красноватый песок; *б* — красноватый песок от средне- до крупнозернистого; *в* — рыхло-отложенный крупный песок с примесью гравия; *г* — рыхло-отложенный песок от средне- до крупнозернистого; *д* — красноватый мелкий песок, содержащий пыль и немного слюды; *е* — красноватый мелкий песок, содержащий пыль и немного слюды; *ж* — красноватый мелкий песок с примесью пыли и слюды

Описание образцов, вымытых из буровой скважины: 1 — очень крупный красноватый песок, 0,1—4 мм; 2 — крупный красноватый песок, довольно однородный, 1 мм; 3 — относительно крупный однородный красноватый песок, 0,5 мм; 4 — очень крупный красноватый песок, 0,4—4 мм; 5 — довольно однородный красноватый песок, 0,1—2 мм; 6 — однородный мелкий красноватый песок, 0,1—0,5 мм; 7 — очень мелкий однородный красноватый слюдистый песок, 0,1 мм; 8 — очень мелкий однородный красноватый песок, немного слюды, менее 0,05 мм; 9 — довольно крупный однородный красноватый песок, 0,5—1 мм; 10 — крупный неоднородный песок, 0,2—6 мм

пробной нагрузкой в качестве упора для домкратов были использованы фундаменты существующих зданий [44.9].

Динамические методы. Методы динамического зондирования состоят в забивке стержня с наконечником в грунт с помощью падающего молота и в подсчете числа ударов на каждые 30 см погружения. Диаметр наконечника обычно около 37 мм, а молот весит от 52 до 64 кг.

Департамент шоссежных дорог штата Огайо пользуется для забивки зонда миниатюрным свайным копром, работающим от двухцилиндрового мотоциклетного мотора. Зондирование применяется главным образом для определения глубины забивки свай под опоры и устои мостов.

В Швейцарии аналогичным методом пользуются для исследования грунтов основания. Забивной наконечник имеет диаметр около 33 мм. Когда производится зондирование в мягком грунте, штанга окружается обсадкой диаметром примерно 43 мм (рис. 121, б), причем обсадка и штанга забиваются попеременно.

Выбор метода зондирования. Ни один из методов зондирования не может быть одинаково пригоден для всех грунтовых условий, которые могут встретиться в природе. Это подтверждается большим разнообразием методов, разработанных до настоящего времени. Метод необходимо выбирать в соответствии с характером сведений, которые требуются для проектирования. Когда применяется какой-либо новый метод, нужна известная стадия экспериментирования, чтобы приспособить его к местным грунтовым условиям.

Наиболее распространенные эрратические отложения — это речные и прибрежные, состоящие из линз ила или глины, залегающих в песке или в песке и гравии; последние обладают переменной относительной плотностью. Общие сведения о строении таких отложений могут быть получены в результате забивки очень крепкой стальной трубы диаметром 32,5 мм с коническим наконечником диаметром 50 мм (рис. 121, в). Труба состоит из звеньев длиной по 1,5 м, соединенных внутренними муфтами. Каждое звено трубы весит 5 кг. К конусу прикреплен короткий стержень, входящий в 12-мм отверстие в пробке, ввинченной в нижний конец колонны. Труба забивается в грунт с помощью молота весом 72,5 кг, который падает с высоты 75 см. Одновременно ведется подсчет количества ударов на каждые 30 см погружения. Поскольку диаметр конуса больше, чем диаметр трубы, боковое трение является, по-видимому, незначительным по сравнению с сопротивлением острия. После того как труба забита до отказа, она извлекается, в то время как забивной наконечник остается в грунте.

С помощью такого простого пенетromетра можно проделать несколько зондирований в день на глубину до 18—

24 м. Дальнейшее увеличение производительности может быть достигнуто с помощью механизации забивки и автоматической регистрации погружения от каждого удара.

Геофизические методы. В начале этого параграфа было упомянуто, что различного рода сведения относительно характера основания могут быть получены с помощью геофизических методов без какого бы то ни было бурения или зондирования.

Некоторые из геофизических методов основываются на том факте, что геометрия каждого силового поля зависит от расположения границ между веществами, заполняющими поле. Силовое поле может уже существовать, как например, гравитационное или магнитное поле Земли, или оно может быть создано искусственно, например, путем пропускания электрического тока через грунт, расположенный между двумя забитыми в него электродами.

Геометрия любого силового поля в совершенно однородной среде не зависит от физических свойств этой среды. Она проста и может быть точно определена теоретически. Искажение поля, вызванное существованием внутренних границ, зависит от физических свойств веществ, расположенных по обе стороны границ, и именно от тех свойств, которые создают поле или которые оказывают решающее влияние на его интенсивность. Следовательно, наиболее подходящий метод выяснения границ между двумя типами пород предопределяется тем видом силового поля, который будет наиболее заметно искажаться в результате различия между свойствами этих пород. Если сильно различаются их плотности, то можно воспользоваться гравитационным методом. Если их плотности почти одинаковые, но сильно различается электропроводность, преимущество будет иметь метод электрического потенциала.

Чтобы найти положение внутренней границы, с помощью надлежащих наблюдений устанавливается картина истинного силового поля на поверхности грунта. Эта картина сравнивается с теоретической, определенной путем математических вычислений, исходящих из предположения, что среда является совершенно однородной. Положение внутренней границы устанавливается на основе различия между истинной и идеальной картинами.

Вторая группа геофизических методов, называемых сейсмическими, основывается на том факте, что скорость распространения упругих волн является функцией упругих характеристик среды, через которую проходят волны. Если волна достигает границы между двумя средами с различными упругими свойствами, часть ее отражается, а другая часть преломляется. Чтобы определить положение внутренней границы, например, между твердой и мягкой породой или между

грунтом и скалой, взрывается незначительное количество взрывчатки на небольшой глубине под поверхностью земли и измеряется время, в течение которого отраженные или преломленные волны достигают различных точек поверхности.

На основе результатов наблюдений может быть высчитано положение внутренней границы, при условии, если эта граница отчетлива и не слишком неровная.

Для целей строительства успешно применяются только методы электрического потенциала и сейсмический. Область их применения пока ограничивается лишь определением положения поверхности подстилающей скалы. Если толщина выветрившегося верхнего слоя породы небольшая и поверхность скалы не слишком неровная, то результаты обычно являются надежными. Расходы на геофизическую съемку топографии подстилающей скалы значительно ниже, чем расходы на съемку путем бурения. Если расположенные сверху осадочные грунты содержат большое количество валунов, то исследование с помощью бурения практически почти невозможно, в то время как геофизическая разведка может быть такой же простой и надежной, как если бы валуны отсутствовали.

Методы электрического потенциала и сейсмический успешно применялись в течение многих лет департаментами шоссе-с-ных дорог в различных штатах и различными организациями, занимающимися проектированием и строительством. Разведка этими методами обычно производится специализированными организациями, потому что она требует сложного оборудования, а интерпретация результатов исследований — большого опыта. Хотя результаты съемки хорошо выраженной поверхности скалы являются, как правило, надежными, необходимо всегда проверять степень их точности с помощью немногочисленных контрольных скважин [44.12].

Начиная, примерно, с 1920 г. в Германии предпринималось много попыток определения свойств грунтов по их поведению при действии периодических импульсов, производимых механическими вибраторами. Частота вибраций может регулироваться в широких границах. Эти исследования дали ценный материал относительно влияния пульсирующих нагрузок на осадку фундаментов на сыпучих грунтах (§ 19), и этот метод успешно использовался при определении степени уплотнения искусственных насыпей. Комбинируя вибрационный и сейсмический методы, удавалось при благоприятных условиях находить границу между слоями грунтов с сильно различающимися упругими свойствами, как например, между плотным песком и мягкой глиной. Однако все эти методы пока еще находятся в стадии экспериментирования, а теоретические принципы, на которых они основываются, яв-

ляются в известной степени спорными, поскольку они строятся на сильном упрощении упругих свойств различных элементов вибрирующих систем.

Пробная откачка

Пробная откачка служит для того, чтобы определить проницаемость слоев песка или гравия, расположенных ниже уровня воды, без проведения испытаний на проницаемость

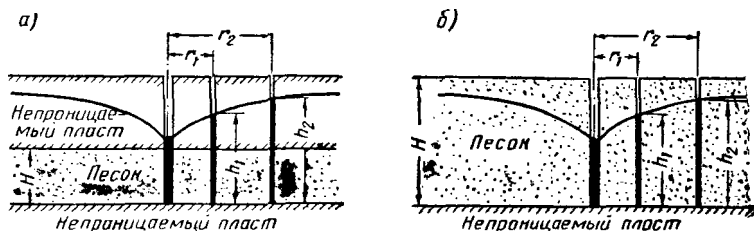


Рис. 125. Схемы притока воды к скважине при пробной откачке

a — пьезометрический уровень расположен выше проницаемого слоя; *б* — свободная поверхность воды расположена в пределах проницаемого слоя

в лаборатории. Принцип этого метода иллюстрируется рис. 125.

На рис. 125, *a* представлено вертикальное сечение через слой песка, расположенного между двумя относительно непроницаемыми пластами. До подошвы песчаного слоя пробуривается скважина, из которой откачивается вода с постоянной интенсивностью, пока уровень воды в скважине не будет почти устойчивым. Как только достигается такое состояние, полный расход через любую цилиндрическую поверхность, имеющую радиус r , будет определяться уравнением (11.6).

$$Q = kiA = k_1 \frac{dh}{dr} 2\pi rH,$$

откуда в результате интегрирования получается:

$$\frac{2\pi H k_1}{Q} h_1 + C = \ln r_1$$

и

$$\frac{2\pi H k_1}{Q} h_2 + C = \ln r_2.$$

Отсюда находим коэффициент фильтрации k_1

$$k_1 = \frac{Q}{2\pi H(h_2 - h_1)} \ln \frac{r_2}{r_1}. \quad (44.1)$$

Если поверхность свободной воды расположена в слое песка, как это показано на рис. 125, б, то уравнение (11.6) дает

$$Q = kiA = k_1 \frac{dh}{dr} 2\pi rh,$$

откуда

$$k_1 = \frac{Q}{\pi (h_2^2 - h_1^2)} \ln \frac{r_2}{r_1}. \quad (44.2)$$

Пробная откачка требует создания одной испытательной скважины, имеющей обычно 25—30 см в диаметре, и не меньше 8 наблюдательных скважин, расположенных по двум прямым линиям, пересекающим ось испытательной скважины. Одна из них проходит приблизительно по направлению потока грунтовой воды, а другая — под прямым углом к нему. Подробности, касающиеся оборудования испытательных скважин, размещения и оснащения наблюдательных скважин и методики испытания могут быть найдены в литературе [44.13].

ЛИТЕРАТУРА

44.1. H. A. Mohr, Exploration of soil conditions and sampling operations, Harvard University, Graduate School of Engin., Soil mech. series 21. Nov. 1943.

Описание наиболее распространенных методов бурения и отбора образцов с практическими примерами.

44.2. J. Hvorslev, The present status of the art of obtaining undisturbed samples of soils, Harvard University, Graduate School of Engin., Soil mech. series 14, March 1940.

Детальное описание методов отбора монолитов и соответствующего оборудования. Анализ факторов, определяющих степень нарушения монолитов.

44.3. J. P. Van Bruggen, Sampling and testing undisturbed sands from boreholes, Proc. Intern. Conf. soil mech., Cambridge, 1936, vol. I, стр. 3—6.

Описание метода закрепления песков битумной эмульсией при отборе монолитов.

44.4. F. E. Fahlgvist, New methods and technique in subsurface explorations, Journ. Boston soc. civ. eng., vol. 28, 1941, стр. 144—160.

Описание метода замораживания для отбора монолитов в песке.

44.5. H. L. Johnson, Improved sampler and sampling technique for cohesionless materials, Civil Eng., vol. 10, 1940, стр. 346—348.

Применение грунтоноса Денисона в сочетании с гидравлическим вращательным методом бурения.

44.6 Statens Järnvägars geotekniska Commission, 1914—1922. Slutbetänkande, 31 maj 1922, Stockholm.

44.7. O. Godskesen, Investigation of the bearing — power of the subsoil (especially moraine) with 25 × 25-mm pointed drill without samples, Proc. Intern. Conf. Soil mech., Cambridge, Mass, 1936, vol. I, стр. 311—314.

44.8. P. Barentsen, Short description of a field-testing method with cone-shaped sounding apparatus, Proc. Intern. Conf. Soil mech., Cambridge, Mass. 1936, vol. I, стр. 7—10.

44.9. K. Terzaghi, The bearing capacity of pile foundations, (in German), Bautechnik, 1930, H. 31 and 34.

Описание подмывного пенетрометра.

44.10. K. V. Taylor, The predetermination of piling requirements for bridge foundations, Ohio State Eng. Sta. Bull. 90, July 1935.

44.11. R. Haefeli, Soil mechanics in the light of snow research, Mitt. Versuchsanst. Wasserbau, Zürich, № 7. 1944.

Описание швейцарского пенетрометра с примерами его применения.

44.12. C. A. Heiland, Geophysical Exploration, New-York, 1940.

44.13. L. K. Wenzel, Methods for determining permeability of water — bearing materials, Water Supply Paper 887, 1942., стр. 1—191.

На стр. 74—191 рассматриваются вопросы пробных откачек.

§ 45. ПРОГРАММА РАЗВЕДКИ ГРУНТА

Тип и последовательность работ

Каким бы ни было сооружение, инженер никогда не должен забывать, что большинство грунтов сформировалось в результате геологических процессов, которые изменялись в пространстве и времени. Вследствие решающего влияния геологических факторов на последовательность, форму и протяженность пластов грунта, первый этап в исследовании основания должен всегда состоять в изучении общего геологического характера местности. Чем лучше выяснена геология местности, тем совершеннее может быть составлена программа разведки грунта. Второй этап состоит в бурении разведочных скважин, которые дадут более детальные сведения относительно общего характера и мощности отдельных пластов. Эти два этапа являются обязательными. Все остальное зависит от размеров сооружения и от характера грунтового профиля.

При обычных работах, как, например, проектирование и строительство фундаментов жилых зданий средних размеров в районах с известными грунтовыми условиями, новые исследования не требуются. Испытания грунта могут ограничиться определением индексационных свойств (см. табл. 5, стр. 60) образцов, полученных из разведочных скважин разрезной ложкой. Результаты испытания служат для сопоставления данных грунтов с другими, которые встречались раньше при аналогичных работах. Это позволяет использовать предшествующий опыт. Недостаточность сведений, получаемых при бурении разведочных скважин компенсируют избыточным коэффициентом запаса. Никогда не следует пренебрегать возможностью получить дополнительные данные путем осмотра существующих уже сооружений по соседству.

При разведке грунта для крупных сооружений может оказаться необходимым определить одну или несколько из следующих характеристик: относительную плотность и проницаемость пластов песка, сопротивление сдвигу, несущую способность и сжимаемость пластов глины. В каждом случае

программа разведки должна быть составлена в соответствии с объемом полезных сведений, которые могут быть получены в результате лабораторных исследований. С увеличением сложности грунтового профиля целесообразность тщательных исследований грунта быстро уменьшается. Если грунтовый профиль является эрратическим, то усилия следует сконцентрировать не на получении точных данных, касающихся физических свойств отдельных проб грунта, а на получении надежной картины строения основания. Попытки получить эти данные с помощью бурения и испытаний обычно приводят к расточительству даже при условии, если они вообще успешны. Поскольку эрратические профили грунта гораздо более распространены, чем простые и правильные профили, то случаи, когда детальные исследования грунта в широком масштабе оправдывались бы с практической точки зрения, относительно редки. Ниже, при рассмотрении способов получения надежных сведений относительно свойств основания, особо подчеркивается влияние степени сложности грунтового профиля на практическую ценность испытаний грунта.

Геологические соображения

Большинство естественных отложений грунта относится к одному из следующих основных типов: речные русловые, пойменные, дельтовые, прибрежные, ледниковые, эоловые (песок дюн и лесс) и отложения, образовавшиеся в результате седиментации в стоячей воде. Единственные, по-видимому, отложения, которые имеют относительно правильное строение, — это пойменные и эоловые, а также отложения, образовавшиеся в больших стоячих водоемах на значительном расстоянии от берега. Все другие отложения отличаются друг от друга значительными и неправильными колебаниями консистенции и относительной плотности, а также размеров частиц.

В верховьях рек речные русловые отложения обычно заполняют дно долин, прорезанных в скалах. Ниже по течению они могут откладываться в излучинах и староречьях, прорезанных в широких пластах мелкозернистых осадков, которые отложились в реке ранее при других условиях седиментации. Средние размеры частиц уменьшаются с увеличением расстояния от истоков, а в любой данной точке они увеличиваются, в общем, с увеличением глубины от поверхности. Однако детали напластования всегда являются эрратическими и как размеры зерен, так и относительная плотность изменяются совершенно неожиданным образом. Еще более неожиданными и поразительными являются изменения в так называемых ледниковых выносах, отложенных талой водой вдоль краев континентальных ледников. Колебания относительной плотности слоя флювиогляциаль-

ного песка иллюстрируются рис. 124, а слоя флювиогляциального гравия, покрытого мягким илом, — рис. 120.

Пойменные отложения образуются в периоды паводков по обоим берегам нижнего течения рек. Они обычно состоят из непрерывных слоев ила или глины довольно равномерной толщины, отделенных друг от друга такими же выдержанными слоями более крупных осадков. Однако в любом месте непрерывность этих слоев может оказаться нарушенной крупными включениями других осадков, заполняющих котловины или староречья. Если такое включение располагается в промежутке между двумя буровыми скважинами, то его наличие может остаться незамеченным. Несколько широко известных аварий фундаментов было вызвано именно этой причиной.

Дельтовые отложения образуются в тех местах, где текущие воды вливаются в озера и моря. Основные характеристики этих отложений являются простыми, но детали их строения могут быть очень сложными, как это показано на рис. 126, потому что потоки, несущие осадки, непрерывно перемещаются.

Прибрежные отложения состоят из осадков, которые являются продуктом размыва берегов волнами, либо были принесены в моря или озера реками, а затем перемещены и отложены береговыми течениями. Они обычно состоят из песка и гравия. Однако в результате значительных колебаний уровня озера или моря, наряду с перемещениями водных потоков, которые пересекают прибрежный пояс, отложения песка и гравия могут перемежаться самым беспорядочным образом со слоями и карманами ила, глины или торфа. Отложения этого рода называются *прибрежными*. Рис. 122,б и верхняя половина рис. 113 показывают строение отложений этого типа.

Составные части ледниковых отложений захватывались и переносились льдом, а затем откладывались при таянии льда. Отступление ледников всегда чередуется с периодами их временного роста и наступления. Продвигающийся лед выпаживает и деформирует отложившиеся ранее слои ледникового материала. У краев ледника потоки вытекающей из-под него воды производят беспорядочное перемещение отложений. Следовательно, ледниковые отложения принадлежат к наиболее эрратическим из тех, с которыми сталкивается инженер. Неправильной формы карманы и линзообразные включения мелко- и крупнозернистого материала, перемешанные с валунами, могут следовать друг за другом в хаотическом беспорядке.

В противоположность ледниковым, *эоловые отложения* неизменно отличаются поразительной однородностью. Однако их границы могут быть крайне неправильными, так как ветер может откладывать свой груз в виде беспорядочных от-

ложений на очень неровных поверхностях. Кроме того, мелкозернистые разновидности, называемые лессом (см. § 2), могут полностью утратить свою первоначальную однородность

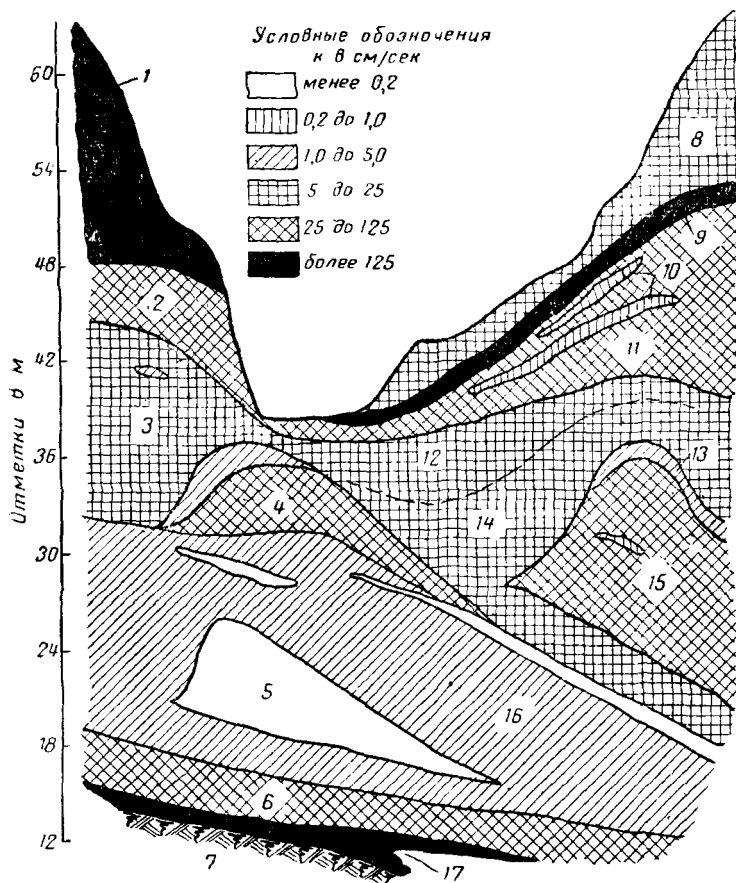


Рис. 126. Профиль водопроницаемости относительно однородного ледникового отложения в дельте реки Чикопи в штате Массачусетс (США)

1 — крупный серый песок; 2 — мелкий серый песок; 3 — очень мелкий красноватый песок; 4 — коричневый песок; 5 — темно-серая пыль; 6 — средний коричневый песок; 7 — песчаник; 8 — желтый песок; 9 — гравий; 10 — пыль; 11 — песок; 12 — мелкий красноватый песок; 13 — пылеватый песок; 14 — мелкий серый песок; 15 — крупный серый песок; 16 — темно-серый пылеватый песок; 17 — сильный артезианский поток; очень крупный песок и гравий

из-за местного выщелачивания или выветривания. Многие аварии фундаментов на лессе были вызваны тем, что изыскатели не сумели распознать существование этих местных особенностей.

Различные транспортирующие агенты — текучая вода, лед и ветер — отлагают по пути только часть своего твердого груза. Остальная часть переносится в большие бассейны стоячей воды — в озера, бухты или в открытый океан. Как только они выходят за пределы узкой зоны, в которой действуют береговые течения, они уже не подвергаются действию никаких сил, кроме силы тяжести. Поэтому, в отличие от всех других осадочных отложений, те отложения, которые образовались в больших бассейнах стоячей воды, имеют обычно относительно простое строение. Это строение отражает лишь периодические или постепенные изменения в характере материала, который попадает в область седиментации. Оно подвергается также в некоторой степени влиянию химического состава воды.

Сезонные изменения в характере взвешенного материала раскрываются диаграммой влажности на рис. 112, б. Именно этим фактором объясняются сильные колебания влажности как на небольших расстояниях по вертикали — всего в несколько сантиметров, так и по всей глубине. Еще более заметным является влияние сезонных изменений на строение осадков, которые отложились в пресноводных озерах в арктических условиях, наподобие тех, которые имели место в северной части Соединенных Штатов Америки и в Канаде во время ледникового периода. В летнее время взвешенные материалы в отдаленных от берега частях озер состояли из ила и глины, так как более крупнозернистые материалы, а именно песок и гравий, уже осели в устьях рек, образовав дельтовые отложения. Эти частицы ила оседали в течение лета. Зимой, однако, никакие новые материалы не вносились в озера, так как реки полностью замерзали. Следовательно, под ледяной коркой оседали лишь те частицы глины, которые не успели отложиться в летний период. Получающийся в этих условиях осадок состоит из светло-окрашенных летних слоев, образованных илом, и имеющих темную окраску зимних слоев, состоящих главным образом из глины. Каждая пара таких слоев представляет собой осадок одного года. Эти отложения и называются ленточными глинами (рис. 119, в), упомянутыми в § 2. Толщина парных слоев обычно меньше 2—3 см, но в исключительных случаях она достигает нескольких десятков сантиметров. Это зависит от количества материала, смытого в озеро за летний период. Отложения такой глины являются обычными как в Северной Америке, так и в Европе к северу от 40-й параллели. Они являются источниками серьезных затруднений при строительстве.

Если подобные арктические реки вливаются в бухту океана, а не в пресноводные озера, то оседание соответственно размерам частиц является значительно менее совершенным, потому что соли, содержащиеся в морской воде, вызывают

флоккуляцию частиц глины. Вследствие этого большая часть глины осаждается одновременно с илом. В таких местностях, как различные участки береговых районов области Великих Озер, мелкозернистые ледниковые отложения, по-видимому,

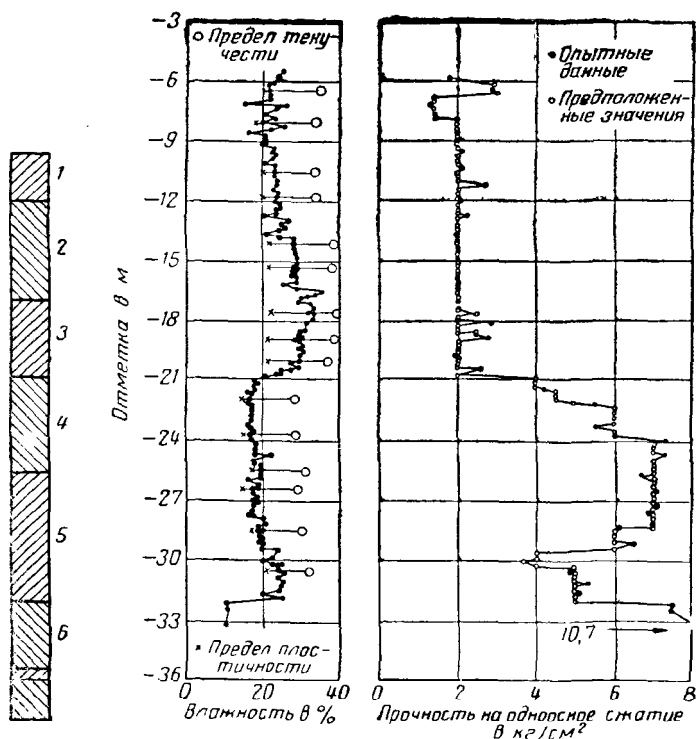


Рис. 127. Влажность и прочность на одноосное сжатие образцов из скважины трубчатого отбора в умеренно переуплотненной ледниковой глинне в Кливленде, штат Огайо (США)

1 — тощая голубая глина; 2 — жирная голубая глина с очень немногими включениями песка или гравия; 3 — жирная голубая глина с тонкими прослойками пыли с интервалом 6 мм; 4 — жирная голубая глина с очень немногими включениями песка или гравия; 5 — каменистая тощая голубая глина; 6 — жирная голубая глина с очень немногими включениями песка или гравия; 7 — серая пыль; 8 — твердая тощая глина с камнями

выпали из тающего льда, который плавал по поверхности озер к концу последнего ледникового периода. Образовавшиеся при этом слои глины принадлежат к числу самых однородных из встречающихся на земле (рис. 127).

Приведенный выше обзор показывает, что природа создала бесконечное разнообразие разновидностей строения — от правильных слоистых береговых отложений в больших озерах до чрезвычайно сложных образований масс гравия, песка и

ила, которые отлагались, выпахивались, смещались, местами размывались и снова отлагались вдоль края континентального ледникового щита.

Если скважины бурятся на расстоянии 30 или 60 м друг от друга, то инженеру становятся известными характер и последовательность напластования вдоль соответствующих вертикальных линий. Между этими линиями слои могут быть непрерывными. Однако они могут также выклиниваться на коротком расстоянии от каждой из линий, и последовательность слоев посередине между двумя буровыми скважинами, возможно, уже не будет иметь даже отдаленного сходства с последовательностью в каждой из них. Рациональная программа дополнительной разведки может быть разработана лишь таким инженером, который хорошо знаком с элементами физической геологии и с геологией района, в котором ведутся изыскания.

Описание геологической истории территории больших городов обычно может быть найдено в публикациях соответствующих местных исследовательских организаций. Если работы ведутся в поле, то рекомендуется установить, производилось ли ранее геологическое исследование этого района или нет. Соответствующие данные можно найти в геологической литературе.

Если нельзя получить специальных сведений относительно геологии района изысканий, то инженер должен полагаться только на свое собственное умение вести геологические наблюдения и интерпретировать их. При крупных проектах подробное геологическое изучение строительной площадки и примыкающей местности является обязательным. При этом необходимо прибегать к помощи геологов-профессионалов.

Размещение и глубина разведочных скважин

В настоящее время расстояние между разведочными скважинами все еще определяется главным образом соглашением сторон, а не рациональными соображениями. На строительных площадках бурение обычно производится примерно через каждые 15 м по двум основным направлениям. При проектировании метро или земляных плотин расстояние 30 м обычно считается минимальным. Однако если линия очень длинная или площадка велика, то может оказаться необходимым увеличить расстояние до 60 м. Даже при таком расстоянии требуемое количество скважин и испытаний может быть чрезмерно большим, что вызывает нежелательную задержку начала строительства.

Стандартизация расстояния между разведочными скважинами явно нежелательна. При простом грунтовым профи-

ле обычные расстояния слишком малы. При эрратическом профиле эти расстояния чрезмерно велики. Чтобы избежать потери времени и денег, вызванных бурением излишних скважин, часто с большим успехом можно пользоваться методом глубинного зондирования. Зондирование, которое является более дешевым и более целесообразным, чем бурение, может производиться в любой точке, где по инструкции предусматривается буровая скважина. Если графики пенетрации получаются тождественными, то грунтовый профиль является, очевидно, простым. Разведочные скважины требуются лишь вблизи от тех немногочисленных точек, где графики пенетрации указывают на максимальные отклонения от статистического среднего значения. Если геология местности допускает возможность того, что непрерывность пластов может быть местами прервана включениями массивов другого материала, то необходимо провести дополнительное зондирование повсюду, где только обнаруживаются на поверхности признаки повышенной сжимаемости, как например, неглубокие понижения поверхности. Если зондирование подтверждает наличие таких сжимаемых включений, то необходимо пройти поблизости разведочную скважину, чтобы определить тип грунта, из которого состоит это включение.

Если графики пенетрации, полученные при зондировании, сильно различаются, то грунтовый профиль является, очевидно, эрратическим, и необходимо произвести дополнительное зондирование, пока данные пенетрации не будут достаточно полными, чтобы не оставлять никаких сомнений, относительно общего характера и положения границ между мелкозернистыми и крупнозернистыми, а также рыхлыми и плотными отложениями. Но и в этом случае требуются лишь немногие скважины, нужные для определения типов грунта, расположенного по обе стороны границ, или чтобы установить, состоит ли очень плотный или очень слабый грунт из песка или из глины. Такой вопрос, например, возник, когда было произведено зондирование, показанное с правой стороны рис. 120. Было неизвестно, состоит ли грунт между отметками 18 и 24 из очень рыхлого песка или из глины. Чтобы ответить на этот вопрос, было произведено бурение в непосредственной близости от вертикали зондирования. Данные бурения не оставляли никаких сомнений в том, что ниже уровня 24 не было никакой глины. Низкое сопротивление пенетрации на этой глубине было вызвано чрезвычайно рыхлой структурой песка.

Глубина, до которой должны доводиться разведочные скважины, также более или менее стандартизована. Такая практика не только приводит к расточительности, но и опасна. Многие здания потерпели серьезные повреждения в результате осадок, вызванных консолидацией слоев мягкой глины, расположенных ниже глубины, до которой произво-

дилось исследование основания. Невозможно установить общие правила для выбора глубины бурения, потому что для заданного веса и заданных размеров сооружения глубина, на которой происходит основное обжатие грунта, зависит в значительной степени от грунтового профиля. Ниже рассматриваются факторы, которые должны быть приняты во внимание при определении глубины разведочного бурения.

Если из геологических соображений или по результатам прежних разведок соседних мест ясно, что основание группы зданий не содержит никаких слоев глины или мягкого ила, то достаточно исследовать грунт на площадке каждого здания до глубины от 6 до 9 м ниже фундаментов, в зависимости от размеров и веса здания. Размеры площади, занятой всей группой зданий, не играют особой роли, потому что каждое здание садится так, как будто другие здания отсутствуют. Это обусловлено тем фактом, что сжимаемость слоев песка быстро уменьшается с возрастанием глубины (§ 18).

С другой стороны, если основание группы зданий включает в себя мягкие слои, то осадка может происходить вследствие обжатия грунта на глубине, большей чем ширина всей площади, занятой зданиями. Действительно, даже на глубине 45 или 60 м умеренное возрастание давления на толстый слой мягкой глины может вызвать осадку более чем на 30 см (§ 55). Следовательно, глубина, до которой должно исследоваться основание, зависит прежде всего от отсутствия или наличия сжимаемых слоев вроде глины или пластичного ила.

Если геология района указывает на то, что слои глины или ила могут находиться на большой глубине под поверхностью, или если вообще ничего неизвестно относительно грунтовых условий, то необходимо сначала грубо оценить интенсивность и распределение давления, которое будет вызвано в основании проектируемой группой зданий. Соответствующий способ описан в § 35. На основании этой оценки определяется затем максимальная глубина $D_{\max}$, на которой наличие толстого слоя мягкой глины с высоким пределом текучести может еще иметь значительное влияние на осадку. Первая буровая скважина должна быть доведена до этой глубины. Все остальные скважины и глубинное зондирование могут доводиться лишь до глубины примерно на 3 м ниже подошвы самого глубокого слоя глины, который встретился в пределах $D_{\max}$. Этой процедуре нужно следовать независимо от того, требует ли характер верхних слоев грунта устройства башмаков, плиты или забивки свай.

Следующий пример иллюстрирует возможные последствия пренебрежения рекомендуемой процедурой. Группа фабричных зданий была построена на приливно-отливной полосе. Грунт был исследован с помощью бурения до глубины 27 м.

В пределах этой глубины наблюдался постепенный переход от мягкого ила вблизи поверхности к песку с переменной плотностью на глубине более чем 19,5 м. Вследствие высокой сжимаемости верхних слоев было решено опереть здание на сваи от 21 до 27 м длиной. К удивлению инженеров, которые вели работы, здания начали садиться еще во время постройки и в течение трех лет осадка превысила 60 см. Последующие исследования показали, что осадка была вызвана консолидацией слоя мягкой глины мощностью 10 м, расположенной на глубине около 34,5 м ниже отметки строительной площадки.

Если в пределах глубины $D_{\max}$ встречается скала, то топография ее поверхности должна быть определена, хотя бы приблизительно, с помощью зондирования или бурения, так как впадины могут быть заполнены очень сжимаемыми осадками, которые будут обнаружены лишь самыми глубокими скважинами. Пренебрежение этой предосторожностью также неоднократно было причиной значительных осадок.

Результаты разведочного бурения и глубинного зондирования должны быть обобщены в отчете, содержащем все сведения, которые были получены относительно геологии местности, описание индексационных свойств всех образцов, которые были отобраны, и запись результатов стандартных испытаний на пенетрацию. На основании этого отчета можно решить, требуются ли дополнительные исследования, касающиеся относительной плотности и проницаемости пластов песка, а также сопротивления сдвигу и сжимаемости пластов глины.

Относительная плотность пластов песка

Относительная плотность пластов песка имеет решающее влияние на угол внутреннего трения последнего (§ 15), на его предел несущей способности (§ 29) и на осадку фундаментов, опирающихся на песок.

Если песок ниже уровня воды является очень рыхлым, то внезапный удар может временно преобразовать его в песчаную суспензию со свойствами густой вязкой жидкости (§ 17). В плотном состоянии тот же самый песок нечувствителен к ударам и вполне подходит в качестве основания даже для очень тяжелых сооружений. Поэтому относительная плотность песка имеет гораздо большее значение, чем любое из его других свойств, за исключением, может быть, проницаемости.

Во время разведочного бурения можно получить некоторые данные об относительной плотности песка путем проведения стандартных испытаний на пенетрацию (стр. 305) каждый раз, когда берется проба грунтоносом. Учитывая чрезвычайное значение относительной плотности, стандартное испытание на пенетрацию следует рассматривать как неотъем-

лемую часть операций по бурению. В табл. 10 дано приближенное соотношение между числом ударов N и относительной плотностью.

Таблица 10

Относительная плотность песков в соответствии с результатами стандартных испытаний на пенетрацию

Число ударов N	Относительная плотность
0—4	Очень рыхлый
4—10	Рыхлый
10—30	Средний
30—50	Плотный
Более 50	Очень плотный

В любом песке с размерами зерен в пределах между крупными и мелкими значение N выше и ниже зеркала воды мало меняется, если относительная плотность остается той же. Однако в очень мелких или пылеватых песках, имеющих эффективный диаметр между 0,1 и 0,05 мм, число ударов для погружения грунтоноса на 30 см может изменяться у верхней границы зоны полного насыщения. Если песок рыхлый, то число ударов ниже этой границы уменьшается; если песок плотный, то число ударов очень сильно увеличивается. Это вызывается относительно низкой проницаемостью таких грунтов. В силу низкой проницаемости сопротивление грунта сдвигу приближенно равно значению при консолидированно-быстром состоянии. Это значение сопротивления сдвигу зависит гораздо больше от относительной плотности, чем значение при медленном сдвиге (§ 15).

Ввиду необычно высокого сопротивления пенетрации умеренно плотного очень мелкого или пылеватого песка ниже уровня воды можно переоценить относительную плотность такого материала. Следовательно, в таких грунтах стандартное испытание на пенетрацию должно дополняться более надежными приемами, как например, испытанием пробной нагрузкой на дне буровых скважин большого диаметра.

При ответственных сооружениях характеристика относительной плотности песка, полученная стандартным испытанием на пенетрацию, должна быть дополнена глубинным зондированием. Это зондирование обеспечивает непрерывные данные об изменении сопротивления пенетрации с глубиной, как показано на рис. 120 и 124. Однако сопротивление забивке пенетromетра в песок, или энергия, которая требуется, чтобы получить данное погружение, зависит не только от относительной плотности песка, но также и от размеров забиваемого наконечника и стержня, а также в некоторой степени от формы и размеров зерен. Следовательно, каждый новый ме-

тод глубинного зондирования или применение этого метода в неисследованном районе требуют ряда тарировочных испытаний, которые позволяют затем интерпретировать результаты производственных испытаний на пенетрацию.

Грубая тарировка может быть получена путем проведения глубинного зондирования вблизи буровой скважины, в

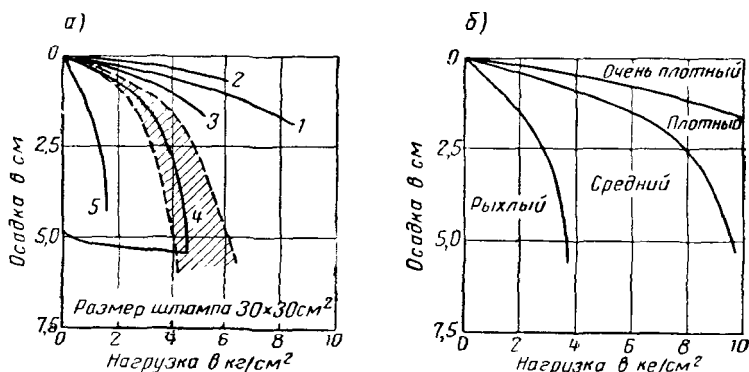


Рис. 128.

а — соотношение между нагрузкой и осадкой штампа размером $30 \times 30 \text{ см}^2$, опирающегося на поверхность песка; *1* — плотный чистый мелкий песок в кессоне на глубине 7,8 м ниже дна реки; *2* — очень плотный и очень мелкий песок в котловане на глубине 7,8 м ниже поверхности земли в Линне, штат Массачусетс; *3* — влажный песок средней плотности, послойно уплотненный ручным трамбованием; *4* — песок средней плотности на дне шахты на глубине 9 м, улица Гаустон, Нью-Йорк; заштрихованная площадь охватывает область кривых, полученных на глубине от 6 до 18 м; *5* — рыхлый, крупный, чистый и очень угловатый песок на дне котлована поблизости от Маскегона, штат Мичиган; *б* — график для определения относительной плотности песка по результатам стандартного испытания пробной нагрузкой при штампе размером $30 \times 30 \text{ см}^2$

которой были произведены стандартные испытания на пенетрацию. Более громоздкими, но и более надежными, являются испытания пробной нагрузкой на различных глубинах вблизи от места глубинного зондирования. Эти испытания проводят при помощи штампа размером 900 см^2 , который опускают на горизонтальную поверхность песка. Никакая засыпка или дополнительная пригрузка не допускаются в радиусе 90 см от штампа. Соотношение между нагрузкой и осадкой при таких испытаниях показано для различных песков на рис. 128, *а*. Кривые *1* и *2* были получены в результате испытаний очень плотного песка, кривая *4* — песка средней плотности и кривая *5* — рыхлого песка.

С ростом относительной плотности несущая способность быстро увеличивается и осадка под данной нагрузкой уменьшается. Рис. 128, *а* показывает, в соответствии с полевыми

опытами и в противовес широко распространенному мнению, что размеры частиц не оказывают никакого влияния на относительную плотность и несущую способность песка.

С правой стороны рис. 124 показаны результаты испытаний пробной нагрузкой, проведенных с целью тарировки подвижного пенетromетра по рис. 121, в. Этот метод описан на стр. 320.

На основании результатов стандартных испытаний пробной нагрузкой, аналогично приведенным на рис. 128, а, относительная плотность песка может быть определена с помощью графика (рис. 128, б). Для этой цели кривые, полученные при тарировочных испытаниях, наносятся на график. Каждая кривая соответствует определенным показаниям пенетromетра. Положение кривой относительно границ, указанных на графике, характеризует относительную плотность песка, через который забивается наконечник.

Еще более точная характеристика относительной плотности пластов песка может быть получена с помощью лабораторных исследований ненарушенных монолитов, отобранных по методу замораживания или инъекции битума (§ 44). Все скважины для отбора монолитов бурятся вблизи от точек, в которых перед этим проводилось глубинное зондирование. Путем корреляции между результатами испытаний и соответствующим сопротивлением пенетрации получают данные для точной интерпретации результатов всех других глубинных зондирований. Однако случаи, когда такого рода обработка оправдывалась бы, очень редки.

Проницаемость пластов песка

Надежные сведения о проницаемости пластов песка могут потребоваться для одной из следующих двух целей. Они могут быть необходимыми для определения количества воды, которое будет притекать к выемке данных размеров при данном положении уровня воды. Либо же они могут потребоваться, чтобы установить глубину, до которой необходимо построить противofильтрационную завесу под плотиной на проницаемом основании, чтобы уменьшить до заданных размеров потери от просачивания из водохранилища.

Данные для определения притока воды к котловану очень удобно получать с помощью пробной откачки (§ 44). Результаты этих испытаний делают возможным вычисление среднего коэффициента фильтрации основания в горизонтальных направлениях. Если этот коэффициент известен, то все волфросы, касающиеся притока воды к проектируемому котловану, могут быть решены на основе законов гидравлики. Так, если требуется искусственное понижение уровня грунтовых вод (§ 47), то может быть разработан проект системы водопони-

зительных колодцев, рассчитана производительность насосов, необходимая для поддержания уровня воды во время строительства ниже дна котлована.

Чтобы решить задачи, относящиеся к котлованам и к фильтрации из водохранилищ, необходимо определить не

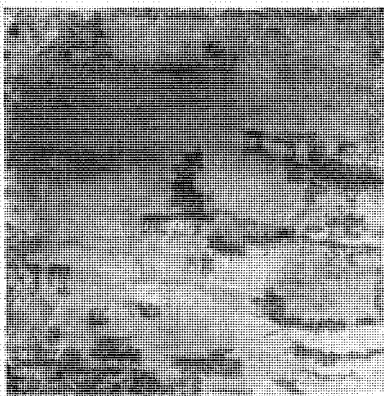


Рис. 129. Илистые прослойки в среднем однородном песке. Наличие прослоек не удалось вскрыть с помощью обычного разведочного бурения. Они уменьшают проницаемость песчаного пласта в вертикальном направлении до незначительной доли от проницаемости в горизонтальных направлениях

только среднюю проницаемость основания, но также и наибольшие колебания проницаемости в пределах песчаных пластов, расположенных под водоподпорным сооружением и рядом с ним. Это может быть сделано с помощью испытаний на проницаемость непрерывного ряда монолитов, отобранных из большого числа буровых скважин. Однако испытание всех монолитов, отправленных в лабораторию, может оказаться практически невозможным. Но после того, как лаборант провел 15 или 20 испытаний на фильтрацию образцов из данного пласта, он должен быть в состоянии определить коэффициент фильтрации других образцов, исходя из их текстуры и общего вида. Если лаборант зна-

ком с грунтом, то требуются лишь выборочные испытания.

Монолиты отбираются из 10- или 15-см скважин с помощью грунтоноса с затвором (рис. 115, д). Перед испытанием каждый монолит должен быть нарушен, так как скорость фильтрации через ненарушенный образец под прямым углом к плоскости напластования зависит не от средней проницаемости грунта, а от его наименее проницаемых составных частей. Относительная плотность нарушенной пробы, очевидно, отличается от плотности песка *in situ*. Температура в лаборатории, по-видимому, будет более высокой, чем температура грунтовой воды. Следовательно, при определении значения k для естественных пластов песка необходимо принимать во внимание влияние различия температур и относительной плотности. Необходимые сведения приведены в § 11.

Ввиду технических трудностей, связанных с отбором монолитов в несвязном материале, почти неизбежно, что из некоторых частей песчаного пласта вообще не удастся взять монолиты. Это обстоятельство может быть источником значительных погрешностей при оценке проницаемости пласта.

Процесс нарушения проб в лаборатории вводит дальнейшие ошибки. Следовательно, если часть пласта песка расположена ниже уровня воды, результаты лабораторных исследований должны дополняться результатами пробной откачки. Если расхождение окажется большим, то лабораторное значение коэффициента фильтрации должно быть исправлено.

Предпринимались различные попытки определять проницаемость пласта песка, расположенного выше уровня воды, по количеству последней, которая инфильтрует из буровых скважин в окружающий грунт через отверстия в перфорированной обсадке. Но этот метод не может быть рекомендован, потому что едва ли возможно избежать возникновения большого добавочного сопротивления фильтрации по поверхности грунта в скважине.

Результаты фильтрационных испытаний и определений изображаются на графиках проницаемости, подобных показанному на рис. 126 [45.1, 45.2].

В § 11 было указано, что средний коэффициент фильтрации k_{II} естественных слоев грунта под прямым углом к плоскостям напластования всегда меньше и обычно даже гораздо меньше, чем коэффициент k_I по направлению, параллельному этим плоскостям. Результаты испытаний как на откачку, так и на фильтрацию позволяют судить только о k_I . Оценка k_{II} неизбежно основывается на допущении, что проницаемость пласта песка является одинаковой в каждой точке любой поверхности, параллельной плоскостям напластования. Это допущение оправдывается очень редко. По этой причине недопустимо определять отношение k_I/k_{II} по результатам двух серий испытаний на фильтрацию, в одной из которых вода движется сквозь грунт параллельно напластованию, а в другой — под прямым углом. Наконец, керны никогда не бывают абсолютно сплошными. Одна единственная прослойка ила, расположенная между двумя смежными монолитами песка, делает непригодным найденное значение k_{II} . Наличие таких прослоек не является необычным (рис. 129).

Единственный метод, который при благоприятных условиях позволяет определить k_I/k_{II} , состоит в том, чтобы понизить уровень воды откачкой из нескольких колодцев на большой площади и построить сетку течения по показаниям пьезометров, установленных в большом числе точек в массе песка, через которую вода фильтрует к колодцам. Затем эмпирическая сетка течения сравнивается с теоретической сеткой, построенной при допущении, что $k_I/k_{II} = 1$ [45.3]. Этот метод основывается на том же принципе, что и метод построения сетки течения для слоистого песка с известным значением отношения k_I/k_{II} (см. § 39). Даже при нормальных условиях

этот метод обходится очень дорого и является громоздким. К счастью, точные данные относительно значения k_1/k_1 требуются редко.

Сопротивление сдвигу пластов мягкой глины

Если требуется исследование устойчивости откосов в глинистых грунтах, вычисление горизонтального давления на крепление котлованов или определение предела несущей способности фундаментов, то необходимо знать сопротивление глины сдвигу. В § 15 показано, что сопротивление глины сдвигу в полевых условиях приблизительно равно половине прочности на одноосное сжатие q_u монолита, отобранного с помощью тонкостенной трубки — грунтоноса, которая быстро задавливается в грунт. Прочность на сжатие однородных пластов глины обычно несколько увеличивается с глубиной, однако, это правило имеет много исключений.

Во время бурения разведочных скважин прочность может быть грубо определена по данным стандартного испытания на пенетрацию. Табл. 11 дает приблизительное соотношение между сопротивлением одноосному сжатию и числом ударов для погружения ложечного грунтоноса на 30 см. Однако при заданном числе N ударов на 30 см разброс соответствующих значений q_u относительно среднего значения является очень большим. Поэтому испытания на сжатие всегда должны проводиться на монолитах, отобранных грунтоносом, как указано выше.

Таблица 11

Соотношение между консистенцией глины, числом ударов для погружения грунтоноса на 30 см и прочностью на одноосное сжатие q_u в кг/см²

Консистенция	Очень мягкая	Мягкая	Средняя
N	<2	2—4	4—8
q_u	<0,25	0,25—0,5	0,5—1
Консистенция	Жесткая	Очень жесткая	Твердая
N	8—15	15—30	>30
q_u	1—2	2—4	>4

Другие общепринятые испытания монолитов, перечисленные в табл. 5, также являются обязательными, так как их результаты необходимы для сопоставления данной глины с другими ее видами, которые встречались раньше при аналогичных работах. Значения q_u , полученные с помощью испытаний на сжатие, очевидно, являются слишком заниженными, потому что монолиты, отобранные ложечным грунтоносом, за-

метно нарушаются. Дополнительные исследования, которые требуются при проведении ответственных работ, зависят от характера грунтового профиля.

Если грунтовый профиль простой и правильный, то, как правило, можно определить среднее сопротивление сдвигу пласта глины по данным лабораторных испытаний. Монолиты получают с помощью скважин трубчатого отбора (§ 44), которые обеспечивают непрерывный 5-см керн. Чтобы получить достаточно надежные средние значения, расстояние между скважинами не должно превышать 30 м. Если заранее известно, что грунтовый профиль является относительно правильным и что понадобится бурение для трубчатого отбора монолитов, сплошные керны берутся на всех тех участках разведочных скважин, которые расположены в пределах пластов глины. На участках, расположенных между слоями глины, пробы отбираются ложкой и производятся стандартные испытания на пенетрацию. Этот способ нашел широкое применение, потому что отбор проб трубчатыми грунтоносами требует такой же обсадки, как и та, с помощью которой крепятся стенки разведочных буровых скважин.

Пробы сдаются в лабораторию в запечатанных трубках. Рекомендуется, чтобы все пробы глины из одной и той же скважины исследовались в той последовательности, в какой они шли одна за другой в буровой скважине сверху вниз. Трубки для взятия пробы обычно имеют длину в 75 или 90 см. Они разрезаются на 15-см отрезки с помощью ножовки, ленточной пилы или абразивного круга, приводимого в действие мотором. Сам грунт разрезается с помощью проволоочной пилы. Затем проба выталкивается из контейнера с помощью хорошо подогнанного поршня.

Если оказывается, что верхняя часть монолита глины относительно не нарушена, то она подвергается испытанию на одноосное сжатие сначала в своем естественном состоянии, а затем в полностью нарушенном состоянии при той же влажности. Отношение этих двух значений прочности на сжатие является мерой чувствительности глины (§ 8). После этого испытания монолит разрезается вдоль на две части. Одна половина идет на определение влажности, а другая сохраняется в герметически закрытом контейнере. Такой же комплекс испытаний проводится в последующем, как только встречается проба, заметно отличающаяся от предыдущей по консистенции, цвету и общему виду. Изменение консистенции обнаруживается в результате заметного изменения сопротивления глины деформации при сдавливании пальцами. Самые верхние образцы в каждой трубке могут быть нарушенными значительно больше, чем остальные. Если это имеет место, то для испытания на сжатие должны браться менее нарушенные пробы.

Монолиты, которые следуют за первым, разрезаются продольно. Одна половина целиком используется для определения влажности. Другая половина должна быть помещена в достаточно влажную атмосферу и положена плоской поверхностью вверх, после чего ей дают медленно высыхать. В промежуточной стадии обезвоживания детали строения становятся ясно видимыми. В этом состоянии следует описать строение, указав цвет и приблизительную толщину отдельных слоев, степень правильности напластования и другие видимые на глаз особенности. Это описание используется позже при составлении общей характеристики напластования глины. Отдельные характерные образцы фотографируются.

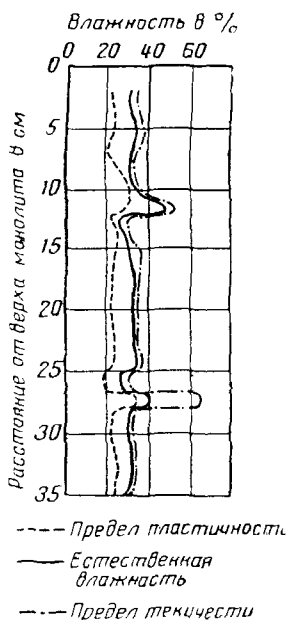


Рис. 130. Колебания индексационных свойств в пределах 30-см слоя мягкой ледниковой глины

Следующие 15-см отрезки также используются только для определения влажности и визуальной характеристики. Если исследователь испытывает таким образом 5 или 6 проб, не обнаружив заметных изменений, то испытанию на одноосное сжатие и определению влажности подвергается следующий отрезок в его естественном состоянии. Эта процедура продолжается до тех пор, пока не встретится проба, которая существенно отличается от предшествующей. Тогда она подвергается таким же исследованиям, как и самая первая проба, после чего возобновляется установленная выше последовательность испытаний.

После того как проведены все испытания проб из одной буровой скважины, определяются пределы Аттерберга для тех характерных проб, которые подвергались испытаниям на сжатие в естественном и в нарушенном состояниях. Результаты испытаний изображаются графически, как показано на рис. 127. Графики должны сопровождаться коротким описанием особенностей строения глины (на рисунке не приведено).

Если исследование проводится с целью определения коэффициента устойчивости откосов против сдвига или коэффициента устойчивости насыпей против расползания, то знание деталей напластования является по меньшей мере таким же важным, как и знание прочности глины, потому что основная часть потенциальной поверхности скольжения расположится в одной или нескольких замкнутых прослойках мелкого песка

или крупной пыли, но не в глине. В таких случаях должно быть подготовлено детальное и хорошо иллюстрированное описание особенностей напластования. Небольшое число типичных проб из слоистых участков необходимо отложить для

Скважина 7-Д Отметка 14,25 м

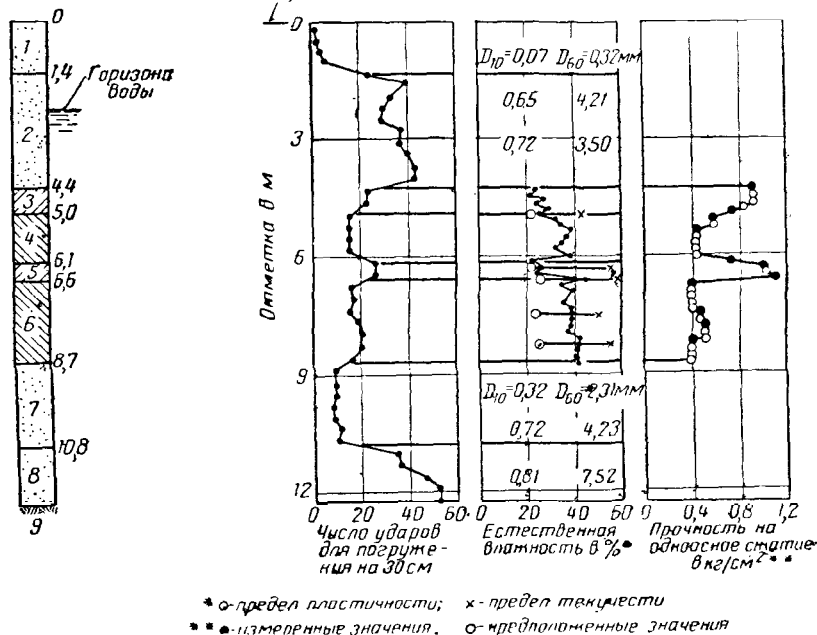


Рис. 131. Данные пенетрации и результаты исследования образцов грунта из буровой скважины, пройденной через сложное береговое отложение

1 — рыхлый мелкий серый песок, следы пыли; 2 — крупный плотный темный песок, примесь мелкого гравия; 3 — средняя желтоватая глина; 4 — мягкая голубовато-серая глина; 5 — жесткая голубая глина; 6 — мягкая голубовато-серая глина; 7 — рыхлый средний серый песок; 8 — очень уплотненный крупный темный песок; 9 — скала или валуны

дальнейших исследований. Эти исследования состоят в определении влажности и пределов Аттерберга для каждого слоя, встреченного в образце. Рис. 130 показывает результаты подобного исследования.

Во всех случаях следует использовать представляющуюся возможность определить степень нарушения проб трубчатого отбора, как это описано в § 44.

Все предыдущие рассуждения относились к исследованию сравнительно однородных пластов глины. Если пласты глины, встречающиеся в основании, имеют переменную толщину и консистенцию, то метод исследования должен быть видоизменен. Вместо того, чтобы концентрировать усилия на испыта-

нии образцов грунта, инженер должен попытаться исследовать топографию верхних и нижних границ слоев глины и определить положение самых мягких и самых твердых участков в слоях. Наиболее целесообразный метод получения этих сведений заключается в том, чтобы провести многочисленные

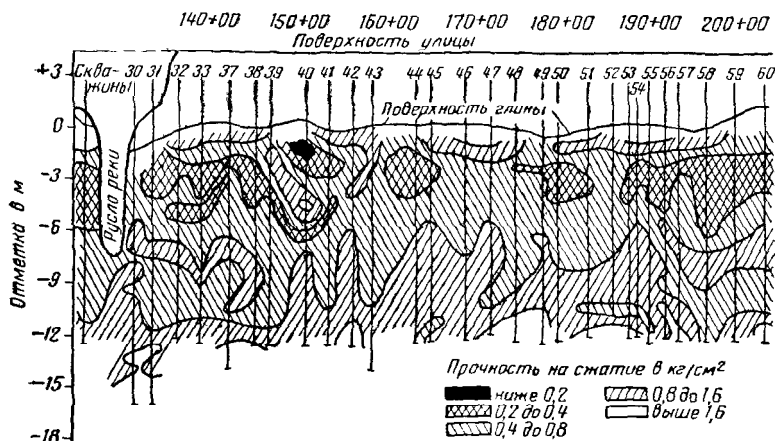


Рис. 132. Колебания прочности на одноосное сжатие в сравнительно эрратическом отложении ледниковой глины в Чикаго

глубинные зондирования, дополненные разведочными скважинами. После того как результаты этих исследований обобщены, бурят 2 или 3 скважины трубчатого отбора. Эти скважины должны быть расположены в самых лучших и в самых худших точках площадки. В пределах грунтов, расположенных между слоями глины, берут ложечные пробы и производят стандартные испытания на пенетрацию, в то время как в глинистых слоях отбирают сплошные керны трубчатыми грунтоносами. Рис. 131 иллюстрирует бурение этого типа. Оно проводилось в неоднородном прибрежном отложении, расположенном на одном из склонов затопленной долины. С левой стороны приведена геологическая колонка. Первый график представляет собой результаты глубинного зондирования, проведенного на расстоянии в несколько десятков сантиметров от буровой скважины. Остальные два графика содержат результаты исследований грунта в лаборатории.

Рис. 132 показывает результаты исследования прочности на одноосное сжатие отложения гляциальной (ледниковой) глины, имеющего строение, промежуточное между правильным и эрратическим. Отдельные слои глины были недостаточно однородны, чтобы характеризовать их определенными показателями физических свойств. Однако проект требовал общей характеристики прочности на сжатие глины и ее

разновидностей как в горизонтальном, так и в вертикальном направлениях. Чтобы удовлетворить этому требованию, было произведено бурение скважин трубчатого отбора в точках, расположенных на расстоянии 60 м друг от друга, и керны, полученные в результате этого бурения, подвергались тем же самым испытаниям, что и непрерывные керны из однородных слоев. Последующие работы по проходке тоннеля показали, что полученный профиль действительно раскрывал общий характер глинистых пластов, встречаемых на различных участках тоннеля. Как и следовало ожидать, в промежутках между скважинами встречались значительные отклонения свойств глины от средних значений, и это требовало непрерывной бдительности во время строительства. Однако более детальные исследования грунтов были бы непрактичны и неэкономичны.

Сжимаемость слоев глины

Сжимаемость слоев глины представляет интерес как с точки зрения последующих осадок, так и в отношении запаздывания в увеличении сопротивления сдвигу при действии приложенной сверху нагрузки. Каково бы ни было практическое значение сжимаемости, надежное предсказание ее влияния может быть сделано лишь в том случае, если пласты глины являются непрерывными и достаточно однородными.

Если грунт содержит непрерывный и достаточно однородный слой глины, то осадка поверхности, вызванная приложенной сверху нагрузкой, в каждой точке примерно пропорциональна среднему давлению, которое нагрузка вызывает в глине под этой точкой. Интенсивность и распределение давления в глине могут быть вычислены с помощью методов, описанных в § 35. На основании результатов этих вычислений и результатов испытаний грунта может быть рассчитана осадка, вызванная нагрузкой, и построены кривые равных осадок.

При небольших сооружениях, опирающихся на однородные слои глины, никакие исследования грунта не требуются, кроме обычных испытаний ложечных проб. Для глин эти исследования включают также определения предела текучести. Статистическое соотношение между пределом текучести и коэффициентом компрессии C_c дается уравнением (13.11). Для нормально обжатых глин с обычной чувствительностью значение, полученное с помощью этого уравнения, является достаточно точным для большинства практических целей. Однако, если глина сверхчувствительна, то действительное значение C_c очевидно будет выше, чем вычисленное, а если она переуплотнена, то действительное значение гораздо ниже. Степень чувствительности характеризуется влиянием переминания на сопротивление сжатию ложечных проб. О наличии переуплот-

нения можно обычно судить по геологическому характеру местности.

При ответственных сооружениях, когда необходимы точные прогнозы осадок, требуются дополнительные исследования. Эти последние состоят прежде всего в бурении скважин трубчатого отбора, расположенных не ближе, чем на 30 м друг от друга. Непрерывные керны, получаемые из этих скважин, подвергаются тем же испытаниям, что и рекомендованные для исследования сопротивления сдвигу однородных слоев глины. Однако испытание на одноосное сжатие достаточно провести на характерных пробах только из одной скважины, чтобы получить надежные данные относительно чувствительности глины.

После того как построены профили влажности по всем буровым скважинам трубчатого отбора, аналогично рис. 127,а, выбирают одну характерную буровую скважину. Вблизи этой скважины проходят скважину для отбора ненарушенных монолитов диаметром по меньшей мере в 10 см для испытания грунта на консолидацию.

Вследствие большой затраты времени и труда, требующихся для испытаний на консолидацию, последние во избежание чрезмерной задержки могут быть проведены не более чем на 10 или 15 образцах. Однако даже в относительно однородных слоях глины физические свойства, очевидно, в значительной степени изменяются от одной точки к другой. В результате сжимаемость глины может быть определена при умеренных затратах только на основании статистического соотношения между сжимаемостью и ее индексационными свойствами.

Из всех испытаний, которые перечислены в табл. 5 как обычные в практике, наиболее дешевым и подходящим для указанной цели является определение влажности. Влажность более тесно связана с сжимаемостью различных частей пласта глины, чем любая другая индексационная характеристика. Следовательно, определение средней сжимаемости пласта глины наиболее удобно основывать на статистическом соотношении между влажностью и сжимаемостью элементов пласта.

Осадка, вызванная консолидацией нормально обжато́го слоя глины со средним коэффициентом пористости e_0 зависит при прочих равных условиях от коэффициента компрессии глины C_c . Опыт показал, что соотношение между естественной влажностью и коэффициентом объемной компрессии $C_c/(1+e_0)$ для таких глин может быть приближенно представлено линейным уравнением. Чтобы воспользоваться преимуществами этого соотношения, проводят испытание на консолидацию и значения $C_c/(1+e_0)$ наносят на график в функции естественной влажности. На рис. 133 приведен такой график. Все точки, изображающие результаты от-

дельных испытаний, расположены близко к прямой линии. Вертикальное расстояние между пунктирными линиями характеризует разброс значений $C_c/(1+e_0)$ относительно среднего значения, соответствующего данной естественной влажности.

Следующий шаг состоит в использовании этого соотношения для определения значений коэффициента объемной компрессии, соответствующих естественной влажности всех 5-см трубчатых проб, которые были испытаны. Наконец, подходящим арифметическим или графическим методом определяется среднее значение $C_c/(1+e_0)$. Это значение можно непосредственно подставлять в уравнение (13.8) при расчете осадки.

Если глина переуплотнена, то уравнением (13.8) нельзя пользоваться, и метод расчета осадок должен быть приспособлен к консолидационной характеристике глины. Но какой бы метод ни применялся, предсказать точно величину осадки практически обычно невозможно. Причины этого были показаны в § 13.

Рис. 194 иллюстрирует степень точности, которая может быть достигнута при расчете распределения осадок в основании сооружения, расположенного на достаточно однородных слоях глины. Истинное распределение показано с левой стороны, а расчетное — с правой. Само сооружение — сложное, но симметричное. Однако подобные результаты не могут быть получены, если грунтовый профиль является эрратическим, так как осадка сооружений на таких грунтах зависит не только от интенсивности и распределения нагрузок, но также и от колебаний сжимаемости основания в горизонтальном направлении. Кроме того, скорость осадок зависит от степени непрерывности пластов и наличия карманов несвязного грунта. Вследствие этого она может меняться от точки к точке. На рис. 134 показан такой профиль, полученный в результате бурения испытательных скважин в эрратических прибрежных отложениях, расположенных у южного побережья озера Эри. Было пройдено более 100 скважин при расстоянии между ними не более 30 м. Тем не менее полученные данные не позволяют судить о том, являются ли слои глины, встреченные при бурении скважин, непрерывными или нет.

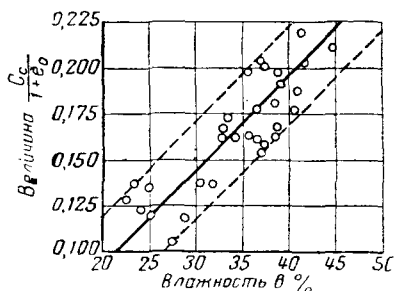


Рис. 133. Статистическое соотношение между влажностью и коэффициентом компрессии для образцов глины из скважин в Бостоне-штат Массачусетс

Если грунтовый профиль является эрратическим, то совершенно бесполезны отбор ненарушенных монолитов и сложные исследования грунта. Сведения, имеющие гораздо большее практическое значение, могут быть получены с помощью многочисленных глубинных зондирований, дополненных разведочными скважинами. В результате таких исследований проектировщик получит по крайней мере сведения о положении самых слабых участков и участков основания с максимальным

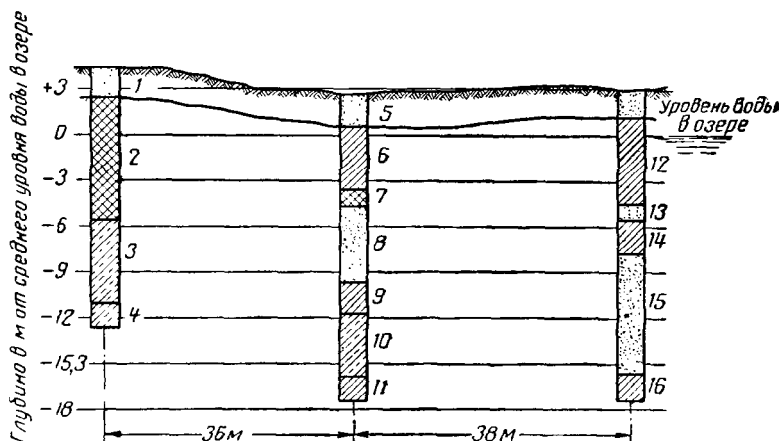


Рис. 134. Эрратическое береговое отложение, озеро Эри, штат Кливленд

1 — песок и гравий; 2 — твердая глина; 3 — мягкая глина с прослойками мелкого песка; 4 — то же, несколько более жесткая; 5 — песок и гравий; 6 — мягкая пластическая глина; 7 — жесткая глина; 8 — очень мелкий песок; 9 — мягкая глина; 10 — мягкая глина с прослойками очень мелкого песка; 11 — средняя глина; 12 — мягкая глина; 13 — очень мелкий песок; 14 — мягкая глина; 15 — очень мелкий песок; 16 — мягкая глина

сопротивлением. В двух или трех пунктах может быть произведено бурение скважин трубчатого отбора для получения сведений о деталях напластования и о чувствительности глины, которая встречалась в разведочных скважинах. Максимальная осадка грубо определяется на основе статистического соотношения между пределом текучести и коэффициентом компрессии C_c . При решении вопроса о том, сможет ли проектируемое сооружение выдержать данную осадку, должно приниматься во внимание расстояние между самыми плотными и самыми слабыми участками основания. Результаты даже очень сложных исследований грунта едва ли смогут добавить что-либо к тем сведениям, которые будут получены в результате рекомендуемой процедуры.

Сводка методов грунтовых изысканий

В соответствии с изложенным выше грунтовые изыскания проводятся в несколько последовательных стадий. Первый шаг состоит в выборе глубины разведочных скважин и расстояний их друг от друга.

Если проектируемым сооружением является здание, то, в соответствии с существующей практикой, требуется около одной буровой скважины на каждые 250 м² площади, занимаемой зданием. Если строится подпорная стена или разрабатывается выемка, то принято бурить минимум одну скважину на каждые 30 м длины стены или выемки. Однако эти правила основываются скорее на традициях, чем на разумных соображениях. Если основание является эрратическим, то большее количество полезных сведений может быть, как правило, получено в менее продолжительное время и при меньших расходах путем комбинации разведочного бурения с глубинным зондированием.

Глубина, до которой должны доводиться разведочные скважины, зависит от наличия в основании слоев мягкой глины. Если местные геологические условия или данные предыдущих разведок в прилегающем районе исключают эту возможность, то буровые скважины не должны доводиться до глубины более чем на 6—9 м ниже глубины заложения сооружения. С другой стороны, если грунт содержит слой мягкой глины на неизвестной глубине, то целесообразное решение относительно минимальной глубины разведочного бурения может быть принято только на основании результатов примерного определения той максимальной глубины, на которой наличие слоев глины все еще может оказывать существенное влияние на поведение проектируемого сооружения.

Объем последующих исследований зависит от размеров сооружения, от его характера и от грунтовых условий.

Для обычных зданий или мостов не требуются никакие исследования, кроме простейших испытаний ложечных проб (табл. 5, стр. 60). При ответственных или необычных сооружениях могут потребоваться те или иные дополнительные исследования, описанные выше. После того как результаты этих исследований обработаны, можно судить о том, являются ли полученные выводы окончательными или оставшиеся неясными вопросы требуют организации постоянных наблюдений во время строительства. Вследствие важных практических последствий, которые могут возникать из-за этих неясностей, они подробно рассматриваются в конце этого параграфа.

Из изложенного выше следует, что геотехнические изыскания очень редко оказываются простыми, требующими всего лишь добросовестного выполнения ряда твердых и установившихся правил. Если изыскатель не руководствуется в своей

работе здравым смыслом и если у него нет разностороннего практического опыта в этой области, то может быть потрачено много лишних денег и времени.

Детальное знание геологии осадочных и других типов грунтов и отложений имеет огромное значение для любой стадии изысканий, потому что фактические данные всегда охватывают лишь грунтовые условия вдоль отдельных вертикалей, расположенных на значительном расстоянии друг от друга. Выше уже упоминалось (§ 43), что интерполяция и прогноз возможных отклонений могут быть совершенно неверными, если изыскатель не имеет достаточно ясного представления об анатомии исследуемого массива грунта. Знание геологии района необходимо также, чтобы определить, подвергались ли когда-либо пласты глины под сооружением большим нагрузкам, чем в настоящее время, и, если это так, оно позволит подойти к определению величины переуплотняющего давления.

Чем значительнее размеры сооружения, тем более необходимо дополнять результаты исследований грунта данными, полученными из чисто геологических источников, так как в случае крупных сооружений детальное обследование грунта является, очевидно, физически невозможным.

Расхождения между действительностью и результатами, основанными на грунтовых изысканиях

Из результатов исследований основания для любого сооружения, большого или малого, делается краткая выжимка в виде заключения, которое кладется в основу проекта. Анализ, который приводит к этому окончательному результату, включает в себя различные процессы интерполяции и корреляции, основанной на статистических закономерностях. Поэтому заключение всегда до известной степени расходится с действительностью. Однако размеры этого неизбежного расхождения зависят от точности исходных данных и характера принятых допущений. Этот факт подробно объясняется ниже.

Заключения относительно угла внутреннего трения песчаных грунтов, относительной плотности пластов песка или средней сжимаемости слоев глины принадлежат к одной категории. Погрешности, связанные с этими заключениями, зависят, главным образом, от количества и качества полевых испытаний, которые дают основные данные. Следовательно, ошибочные выводы в этой категории вопросов могут быть с уверенностью отнесены за счет недостаточности разведки грунта при условии, что профиль его относительно прост. Опасность, которую представляют в отношении устойчивости некоторые очень рыхлые пески, находящиеся ниже уровня воды, не может быть надежным образом установлена с по-

мощью каких бы то ни было испытаний (§ 17). Поэтому всегда следует принимать, что рыхлые водоносные пески могут перейти в жидкое состояние в результате незначительного воздействия, если их искусственно не уплотнить.

Точное определение средних коэффициентов фильтрации для пластов любого грунта на основе испытаний образцов практически невозможно, так как значения k_1 и k_{II} зависят от таких деталей строения, которые не могут быть вскрыты ни одним из существующих методов разведки грунта. Однако, если метод испытания на фильтрацию выбран и применен целесообразно, то можно получить достаточно надежные предельные значения почти во всех случаях. Разница между предельными значениями и действительным средним значением не может быть определена, но для многих практических целей необходимо лишь знание предельных значений.

Гораздо менее достоверные данные получаются при попытках предсказать поровое давление в слоистых пластах песка или в глине, содержащей тонкие прослойки и слои более проницаемого материала. Это объясняется тем, что интенсивность и распределение порового давления при данных гидравлических граничных условиях еще в большей степени, чем средние коэффициенты фильтрации таких грунтов, зависят от деталей строения, которые невозможно установить при разведке. Следовательно, если коэффициент устойчивости основания против выпирания или коэффициент устойчивости массы грунта против оползания зависят от порового давления, то ни в коем случае не следует полагаться на результаты теоретического определения порового давления, независимо от тщательности, с которой велись исследования грунтов.

В таких случаях выводы из результатов изысканий, которые кладутся в основу проекта, должны рассматриваться лишь как некоторая рабочая гипотеза, подлежащая пересмотру на основании результатов полевых наблюдений, проводимых во время строительства. Практически все случаи разрушения плотин и других гидротехнических сооружений могут быть отнесены за счет неоправданного доверия к различного рода необоснованным предположениям о свойствах грунтов, и многих из аварий можно было бы избежать, если бы были поставлены надлежащие полевые наблюдения в период строительства. Если учесть человеческие жертвы и материальные потери при авариях крупных гидротехнических сооружений, то безоговорочное доверие к первоначальным предположениям, принятым при проектировании, и отсутствие полевых наблюдений во время строительства, которые необходимы для выяснения действительных условий, следует считать при современном уровне наших знаний непростительной небрежностью.

Несмотря на то, что нельзя полностью полагаться на рассчитанные значения порового давления, эти расчеты тем не менее всегда необходимо производить, ибо они отвечают жизненно важным задачам, позволяя предвидеть возможные опасности и разработать программу полевых наблюдений, необходимых для того, чтобы вовремя предупредить угрозы, возникающие в период строительства. Эти расчеты служат также основой для объяснения результатов полевых наблюдений.

ЛИТЕРАТУРА

45.1. K. Terzaghi, Soil studies for the Granville Dam at Westfield, Mass. „J. New. Engl. Water Works Assoc“, vol. 43, 1929, стр. 191—223.

Изучение проницаемости ледниковых выносов, примыкающих к водохранилищу. Метод капиллярного поднятия, использованный при этих исследованиях, был затем вытеснен другими методами.

45.2. F. S. Brown, Foundation investigations for the Franklin Falls Dam, j. „Boston Soc. Civ. Eng“, vol. 28, 1941, стр. 126—143.

Обобщение результатов исследования проницаемости флювиогляциальных песков в основании плотины.

45.3 H. Graffio, Some features in connection with the foundation of Svir 3 Hydro-Electric power development, Proc. Intern. Conf. Soil mech., Cambridge, Mass., 1936, vol. I, стр. 284—290.

Определение соотношения между горизонтальной и вертикальной проницаемостью слоистых отложений с использованием сетки течения.

45.4. K. Terzaghi, Liner-plate tunnels on the Chicago subway „Trans. ASCE“, vol. 108, 1943, стр. 970—1007.

Исследование физических свойств полужерстических пластов ледниковой глины при строительстве тоннеля.

45.5. См. 44.6. Многочисленные примеры разведки откосов в мягких глинах путем бурения и лабораторных испытаний наряду с глубинным зондированием с помощью шведского пенетromетра.

45.6. G. L. Freeman, Soil survey of the Flushing-Meadow Park Site Long Island, N. Y., Proc. Intern. Conf. Soil mech., Cambridge, Mass., 1936 vol. I, стр. 25—30.

Методика и результаты исследования основания для сооружений на болотистых грунтах.

45.7. G. Tschebotareff, Settlement studies of structures in Egypt, Trans. ASCE*, vol. 105, 1940, стр. 919—972.

Разведка основания сооружений на мелкозернистых пойменных отложениях, вскрывшая значительные колебания физических свойств в вертикальном направлении.

45.8. W. P. Kimball, Settlement records of the Mississippi River Bridge at New-Orleans, Proc. Intern. Conf. Soil mech., Cambridge, Mass., 1936, vol. I, стр. 85—92.

Методика и результаты разведки глинистого основания для мостовых опор в русле Миссисипи.

ДАВЛЕНИЕ ГРУНТА И УСТОЙЧИВОСТЬ ОТКОСОВ**§ 46. ПОДПОРНЫЕ СТЕНКИ****Проектирование подпорных стенок**

Проектирование подпорных стенок, как и многих других типов инженерных сооружений, состоит в основном в последовательном повторении двух операций: 1) предварительного выбора размеров сооружения и 2) проверки достаточности выбранных размеров при действии сил, которые должны восприниматься сооружением. Если этот анализ показывает, что сооружение является неудовлетворительным, то размеры изменяются и производится новый расчет.

При первом предварительном выборе размеров подпорной стенки проектировщик руководствуется своим опытом и различными таблицами, в которых дается отношение ширины подошвы к высоте у обычных стенок. Чтобы произвести проверку, он определяет вначале величину всех сил, которые действуют на стенку выше ее подошвы, включая давление засыпки и вес самой стенки. Затем он исследует устойчивость стенки против опрокидывания. После этого производится расчет стенки на сдвиг по грунту в плоскости подошвы или ниже ее и проверка способности основания, не разрушаясь и не допуская опрокидывания стенки, противостоять давлению под передней частью подошвы фундамента. Наконец, основание должно воспринимать все вертикальные силы, включая вес засыпки, без чрезмерной осадки, наклона или смещения во внешнюю сторону.

Механика грунтов при проектировании подпорных стенок используется в двух из перечисленных выше операций: при определении давления, производимого на стенку засыпкой, и при определении способности основания воспринять нагрузку от сооружения. Эти два вопроса рассматриваются ниже в отдельности.

Определение давления, оказываемого засыпкой

Введение. Теоретические методы расчета давления грунта на подпорные стенки изложены в § 24 и 26. Эти методы основываются на трех допущениях:

1) стенка может податься в результате наклона или сдвига на такое расстояние, которое достаточно для развития полного сопротивления сдвигу грунта засыпки;

2) поровым давлением в засыпке можно пренебрегать;

3) характеристики грунта, входящие в формулы для расчета давления на стенку, имеют определенные значения, которые могут быть найдены с достаточной надежностью.

Использование теории давления грунта для определения давления засыпки на подпорную стенку справедливо только в том случае, если эти три допущения удовлетворяются. Любая подпорная стенка, которая не подперта жестко у гребня, может сместиться достаточно далеко, чтобы удовлетворить первому допущению. Однако для удовлетворения второму допущению необходимо проектировать и строить дренажную систему в засыпке с такой же тщательностью, как и самую стенку, а чтобы удовлетворить третьему допущению, материал засыпки должен быть выбран и исследован до проектирования стенки. Более того, он должен быть тщательно уплотнен, потому что сопротивление сдвигу беспорядочно отсыпанной засыпки вообще не может быть с уверенностью определено.

Если последние два условия не удовлетворяются, то на стенку будут действовать различные агенты и силы, находящиеся вне пределов любой теории давления грунта. Если засыпка уложена рыхло или не дренирована должным образом, то ее свойства меняются от сезона к сезону, и она ежегодно проходит через состояние частичного или полного насыщения, чередующегося с состоянием дренирования или даже частичного высыхания. Все эти процессы вызывают сезонные изменения в давлении земли, которые не рассматриваются в классических теориях. Так, например, измерение давления грунта месдозами, установленными на задней грани железобетонной подпорной стенки высотой 10 м, показало, что в течение одного года давление отклонялось от среднего значения на $\pm 30\%$ [46.1].

Максимальное значение давления засыпки, подверженной сезонным изменениям, является большим, чем значения по Кулону или Ренкину. Однако для обычных типов подпорных стенок вдоль железных дорог или шоссе было бы неэкономично и практически нецелесообразно при проектировании и строительстве принимать меры к исключению колебаний сезонного давления, делая это в строгом соответствии с требованиями теории. Поэтому такие стенки проектируются на основе простых полуэмпирических правил определения давления засыпки. В своей первоначальной форме эти правила основывались главным образом на анализе устойчивости существующих подпорных стенок, из которых разрушались лишь немногие. Поскольку при разработке этих правил не принимались во внимание истинные причины разрушений, то

хотя запроектированные по этому методу стенки лишь в редких случаях испытывали аварии, зато в подавляющем большинстве случаев они обладали большим запасом, чем это необходимо.

С другой стороны, если подпорная стенка составляет основную часть крупного сооружения или если ее высота превосходит примерно 6 м, то, очевидно, будет более экономичным определить свойства засыпки и выполнить при строительстве такие мероприятия, которые необходимы, чтобы удовлетворить теоретическим требованиям, допускающим приложение теории давления грунта. Тогда стенка рассчитывается лишь на теоретическое значение давления грунта.

Полуэмпирические методы определения давления засыпки. В течение многих лет большинство подпорных стенок проектировали с помощью эмпирических или полуэмпирических методов. Вероятно самый старый из этих методов состоит в использовании графиков или таблиц, дающих подходящие значения отношения ширины подошвы к высоте для различных типов стен и засыпок. Основной недостаток этого способа заключается в том, что фундамент не может быть запроектирован надлежащим образом, так как силы, которые действуют на него, являются неизвестными. Второй метод, который нашел широкое применение, это метод эквивалентной жидкости, при котором стенку рассчитывают на давление жидкости, исходя из предположения, что она оказывает такое же давление, как и засыпка. Несмотря на широкую распространенность этого метода, до сих пор отсутствуют общепринятые значения объемного веса эквивалентной жидкой среды. Многие проектировщики предпочитают пользоваться теоретическими уравнениями для вычисления давления сыпучего грунта, подставляя в них такие значения угла внутреннего трения, которые в прошлом обычно обеспечивали удовлетворительные проекты. Однако существующие мнения относительно подходящих значений, которыми следует пользоваться в различных случаях, сильно расходятся, а попытки использовать этот метод для связанных засыпок неприемлемы также и с теоретической стороны.

Несмотря на все это, каждый из различных эмпирических и полуэмпирических методов представляет собой результат ценного опыта и обобщает много полезных данных. В настоящее время наши знания физических свойств грунтов позволяют нам исключать наиболее нерациональные значения, приписываемые константам грунта или объемному весу эквивалентной жидкости. Кроме того, знание теории давления грунта может быть использовано для должного учета сцепления либо действия дополнительной нагрузки на насыпи или же влияния неправильной формы ее поверхности. Обобщение

всех этих сведений для практического использования в виде приближенного метода проектирования дается ниже.

При использовании этого метода необходимо иметь в виду, что всякие приближенные приемы проектирования подпорных стенок имеют две характерные особенности: они основываются на более или менее произвольных допущениях и они не могут применяться во всех встречающихся на практике случаях. Поэтому предлагаемый метод проектирования небольших подпорных стенок может служить лишь основой для экстраполяции от принятых простых условий к условиям, встречающимся на практике в особых случаях.

Первый шаг в проектировании стены полуэмпирическим методом заключается в том, чтобы отнести имеющийся материал для засыпки к одной из пяти категорий, перечисленных в табл. 12.

Таблица 12

Типы засыпок для подпорных стенок

1. Крупнозернистый грунт без примеси мелких частиц, очень проницаемый (чистый песок или гравий).

2. Крупнозернистый грунт низкой проницаемости вследствие примеси пылеватых частиц.

3. Элювиальный грунт с камнями, мелкий илистый песок и зернистые материалы с заметным содержанием глины.

4. Очень мягкая или мягкая глина, органический ил или илистые глины.

5. Средняя или жесткая глина, отсыпанная комьями и защищенная таким образом, что лишь ничтожное количество воды попадает в пространство между комьями во время паводков или сильных ливней. Если это условие не может быть выполнено, то данной глиной не следует пользоваться в качестве материала для засыпки. С возрастающей жесткостью глины опасность снижения устойчивости стены вследствие инфильтрации воды быстро возрастает.

Если при проектировании стенки материал засыпки еще неизвестен, то при определении давления следует исходить из наихудшего материала, который может быть использован при строительстве, либо же следует подготовить ряд вариантов проекта. Каждый вариант должен сопровождаться ясными и простыми указаниями, к какому из пяти типов грунта табл. 12 он относится. Строитель может тогда выбрать проект, подходящий для существующих в действительности условий.

Случаи, которые могут встретиться в практике проектирования подпорных стенок, могут быть подразделены на четыре категории в зависимости от формы поверхности засыпки и дополнительной нагрузки, которую она несет.

Эти случаи следующие:

а) поверхность засыпки является плоской и не несет никакой дополнительной нагрузки;

б) поверхность засыпки имеет форму откоса на участке от гребня стенки до некоторого уровня выше гребня;

в) поверхность засыпки горизонтальна и несет равномерно распределенную дополнительную нагрузку;

г) поверхность засыпки горизонтальна и несет равномерно распределенную линейную нагрузку, параллельную гребню стенки.

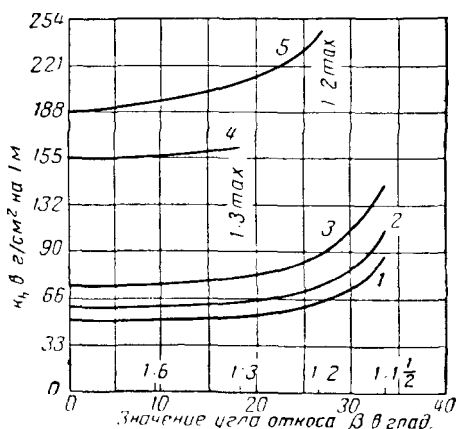
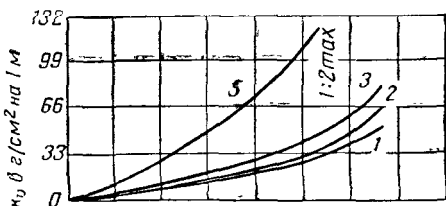
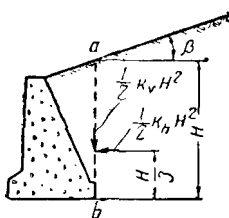
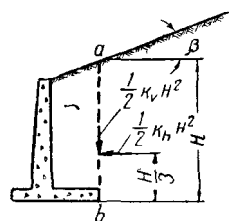


Рис. 135. Графики для определения давления плоской засыпки на подпорную стенку

Цифры на кривых обозначают типы грунтов по табл. 12. Для грунта типа 5 размер H следует принимать при расчете на 1.2 м менее действительного. Для грунта 4 k_v равно нулю при любом β

Если поверхность засыпки является плоской (случай «а»), то давление грунта может быть определено с помощью графика на рис. 135. Первый шаг при этом состоит в том, чтобы определить высоту H вертикального сечения, проходящего от пяты подошвы стенки до поверхности насыпи. Полное горизонтальное давление на это сечение составляет $\frac{1}{2} k_h H^2$, а пол-

ная вертикальная сила равна $\frac{1}{2} k_v H^2$. Значения k_h и k_v даются на правой стороне рис. 135 в функции угла откоса β для каждого из пяти типов материала засыпки. Принимается, что давление увеличивается прямо пропорционально глубине от

точки a . Следовательно, точка приложения равнодействующей давления засыпки расположена на нижней трети высоты H . Если материал состоит из комьев глины (тип 5), то значение H нужно уменьшить на 1,2 м и принимать, что равнодействующая давления приложена над основанием на высоте, равной $\frac{1}{3}(H-1,2)$ м.

Если поверхность засыпки поднимается под углом β к горизонтали в пределах ограниченного участка, а затем становится горизонтальной (случай «б»), то значения k_h и k_v могут

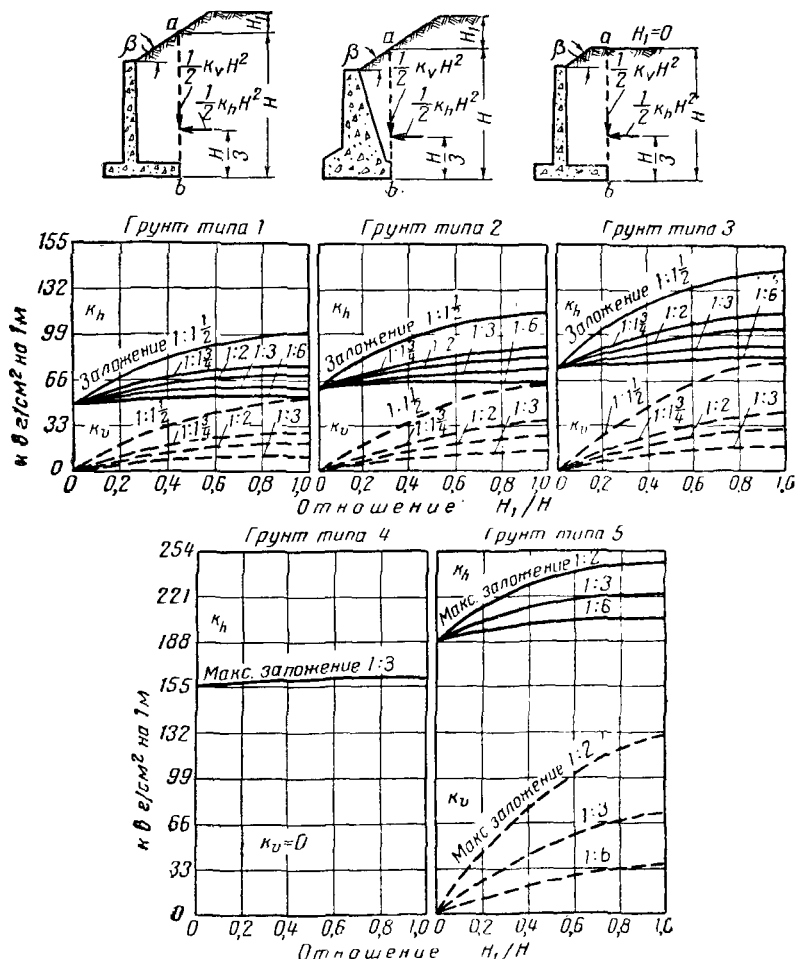


Рис. 136. Графики для определения давления на подпорные стенки засыпки с ломаной поверхностью

Для грунтов типа 5 вычисления должны быть основаны на значениях H на 1,2 м менее действительного

быть определены по кривым на рис. 136. Как и выше, на графике приведены значения давления на вертикальное сечение ab через пятую подошвы стены. Если засыпка принадлежит к типам от 1 до 4, то точка приложения равнодействующей давления принимается на границе нижней трети H . Для материалов типа 5 значение H уменьшается на 1,2 м при вычислении общего давления и принимается, что равнодействующая приложена над основанием на высоте, равной $\frac{1}{3}(H - 1,2)$ м.

Если поверхность засыпки является горизонтальной и несет равномерно распределенную дополнительную нагрузку интенсивностью q (случай «в»), то давление на единицу площади вертикального сечения ab на любой глубине увеличивается вследствие действия дополнительной нагрузки на величину

$$p_q = Cq, \quad (46.1)$$

Таблица 13

Значения C в уравнении (46.1)

где C является коэффициентом, зависящим от типа грунта. Значения C даются в табл. 13.

Тип грунта	C
1	0,27
2	0,30
3	0,39
4	1
5	1

Если поверхность засыпки несет линейную нагрузку интенсивностью q' , парал-

лельную гребню стенки (случай «г»), то считается, что эта нагрузка создает в вертикальном сечении горизонтальную силу

$$p'_q = C'q \quad (46.2)$$

на единицу длины стены. Точка приложения d силы p'_q (рис. 137, а) может быть определена путем проведения прямой линии от точки c приложения силы q' под углом 40° к горизонтали до пересечения с задней гранью стенки в точке d_1 . Если точка d_1 расположена ниже подошвы стенки, то влиянием линейной нагрузки можно пренебречь. Если точка c расположена по левую сторону от вертикальной плоскости ab , то поступают по этому же правилу.

Линейная нагрузка q' вызывает также дополнительное вертикальное давление в горизонтальной плоскости, проходящей в уровне верха фундамента стенки. Можно принять, что давление p'' на этом уровне является равномерно распределенным по основанию ef равностороннего треугольника с вершиной в точке c . Следовательно, интенсивность давления будет

$$p'' = \frac{q'}{ef}. \quad (46.3)$$

Только та часть p'' , которая действует непосредственно на уступ фундамента, должна приниматься во внимание при расчете устойчивости.

Описанный способ относится к стенкам на относительно несжимаемом основании. Следовательно, трение по стенке и сцепление стремятся сместить стенку вниз и уменьшают давление грунта. Однако, если стенка покоится на очень

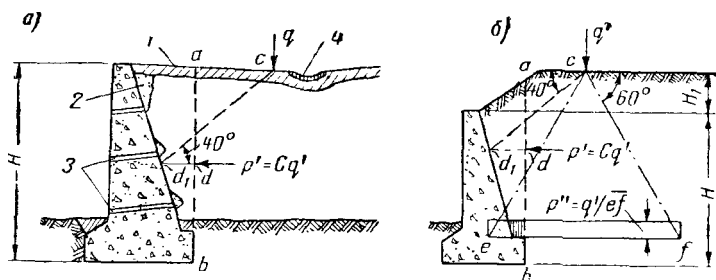


Рис. 137. Определение величины и направления давления на подпорную стенку, вызванного линейной нагрузкой, параллельной гребню стены и имеющей интенсивность q'

1 — верхний слой (низкой проницаемости); 2 — гравий; 3 — дренажные отверстия; 4 — канава

сжимаемом основании, то большая осадка стенки по сравнению с осадкой засыпки, по-видимому, сделает направление этих сил обратным. Это очень сильно увеличивает давление грунта (см. § 26 и рис. 64). Поэтому, если стенка покоится на таком сжимаемом грунте, как мягкая глина, то величина давления засыпки, вычисленная для материалов типа 1; 2; 3 и 5, должна быть увеличена на 50%.

Давление засыпки, рассчитанное с помощью только что описанного полуэмпирического метода, включает действие фильтрационного давления и влияние различных обусловленных временем изменений в засыпке. Однако, несмотря на это, должны приниматься меры, чтобы воспрепятствовать скоплению воды позади стенки и уменьшить влияние мороза.

Для удаления воды, которая просачивается в засыпку во время ливней, устраиваются выпускные отверстия, называемые дренажными. Дренажные отверстия обычно устраиваются путем заделки в стенку трубок диаметром 10 см, как это показано на рис. 137, а. Вертикальное расстояние между горизонтальными рядами дренажных отверстий не должно превышать 1,5 м. Горизонтальное расстояние в данном ряду зависит от способа, с помощью которого направляют к дренажным отверстиям просачивающуюся сквозь засыпку воду. Самый дешевый, но зато наименее эффективный метод состоит в отсыпке около 0,03 м³ щебня или гравия

у входа в каждое дренажное отверстие. В этом случае горизонтальное расстояние между дренажными отверстиями не должно превышать примерно 1,5 м. Вода, которая вытекает из дренажных отверстий, может просачиваться в грунт основания вблизи переднего края подошвы подпорной стены, где грунт как раз должен поддерживаться по возможности сухим. Этот нежелательный эффект можно предотвратить, заменив каждый горизонтальный ряд дренажных отверстий продольным застенным дренажем, который простирается вдоль всей задней грани стенки. Выходы из застенного дренажа располагают вне концов стенки. Наиболее совершенная система дренирования, которая широко применяется, носит название сплошного застенного дренажа. Он представляет собой вертикальный слой гравия, покрывающий всю заднюю поверхность стенки. Выпуски делаются у обоих концов стенки.

Дренирование предотвращает скопление воды за стенкой. Однако при любом способе дренирования вода будет течь из засыпки по направлению к дренам и при этом, как показывают теоретические исследования, фильтрационное давление может значительно увеличить горизонтальное давление, развиваемое засыпкой с низкой проницаемостью. В графиках (рис. 135 и 136) учтено это временное увеличение давления грунта, так как они построены по данным опыта эксплуатации подпорных стенок с обычными несовершенными приспособлениями для дренирования.

Чтобы предотвратить насыщение засыпок типов 2 и 3 (табл. 12) во влажные периоды, поверхность засыпок должна быть покрыта слоем грунта с гораздо меньшей проницаемостью, чем засыпка. Эта поверхность должна иметь наклон к удобно расположенной канаве, как показано на рис. 137, а.

Если в засыпке должны находиться водопровод или канализационные трубы, то их следует окружать дренажем из гравия с выходом, расположенным в таком месте, чтобы разрыв труб не мог пройти незамеченным.

Поскольку приведенный выше полуэмпирический метод учитывает, кроме давления, создаваемого грунтом, также и влияние воды, фильтрующейся к задним дренам, и различные другие временные факторы, нам остается еще рассмотреть лишь действие мороза. Если засыпка типа 2 или 3 по табл. 12 насыщена водой, то к зоне замерзания вблизи грани стенки притягивается добавочная вода, в результате чего могут образоваться слои льда, параллельные задней грани стенки (см. § 21). Если засыпка постоянно отделена от грунтовой воды очень проницаемым или, наоборот, почти непроницаемым слоем грунта, то она образует замкнутую систему. В такой засыпке образование слоев льда вызывает лишь перемещение воды из центральной части засыпки к зоне за-

мораживания, но объем и форма засыпки остаются практически неизменными, и соответствующее смещение подпорной стенки, очевидно, будет незаметным. Однако, если грунтовая вода проходит в засыпку, то система будет открытой, и образование льда вызовет энергичное смещение стенки во внешнюю сторону, потому что никакая подпорная стенка не в состоянии противостоять давлению кристаллизации льда. Для устранения этой опасности предлагалось создание непрерыв-

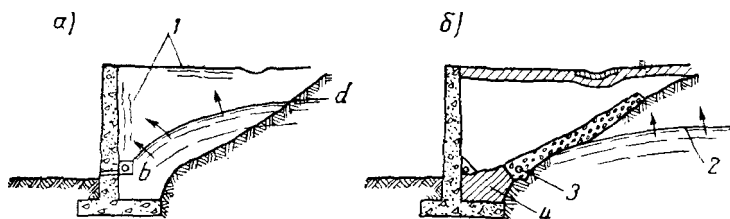


Рис. 138

а—действие мороза на засыпку подпорной стенки, снабженную только застенным дренажем; *б*—способ дренирования засыпки, предупреждающий образование ледяных прослоек; *1* — ледяные слои; *2* — зеркало воды; *3* — дренаж; *4* — непроницаемая засыпка

ного дренажа из гравия в месте пересечения *b* задней грани стены с первоначальной поверхностью грунта (рис. 138, *а*). Такое дренирование, как правило, понижает зеркало воды до положения *bd*, но это не мешает, однако, подтягиванию воды капиллярными силами к зоне замерзания, как это показано на рис. 138, *а*. Чтобы преобразовать засыпку в замкнутую систему, следует покрыть всю площадь контакта между засыпкой и основанием вплоть до наивысшего уровня воды слоем из гравия или какого-либо другого очень проницаемого материала (рис. 138, *б*). Коллекторная дрена *d* должна быть уложена за пределами нижней границы зоны промерзания и выходы из нее должны быть защищены от намораживания льда. Никакого серьезного действия мороза не следует опасаться, если засыпка представляет собой замкнутую систему или если она состоит из грунтов типа 1; 4 или 5.

Определение давления грунта с помощью теории. Величина давления грунта, рассчитанная с помощью теории, меньше чем давление засыпки, определенное с помощью полуэмпирического способа, описанного выше. Однако, как указывалось ранее, проектирование подпорной стенки на основе теории может быть оправдано только в том случае, если физические константы материала насыпи достоверны и если приняты меры для того, чтобы давлением поровой воды можно было всегда пренебрегать. Расходы, связанные с удовлетворением этим требованиям, превосходят выгоду от использования теоретического давления грунта при проектировании, если

только подпорная стенка не является необычно высокой или длинной. В последнем случае может оказаться более экономичным исследовать свойства насыпи, провести надлежащие мероприятия для обеспечения постоянства этих свойств и исключения возможности появления избыточного порового давления воды. Тогда проектирование стены можно вести по теоретическому значению давления грунта.

Физические свойства грунта, которые входят в теоретический расчет его давления, это — объемный вес, угол внутреннего трения и сцепление. Даже самые совершенные теоретические методы будут бесполезны, если значение этих постоянных не будет найдено в лаборатории путем испытания характерных образцов материала засыпки, уплотненных до той же плотности, что и в полевых условиях. Следующие три абзаца подытоживают методику получения требующихся данных.

Объемный вес грунтов типов 1; 2 и 3 по табл. 12 должен быть определен с помощью взвешивания проб, которые вначале насыщают водой, а затем дают последней стечь под действием силы тяжести примерно в течение 30 мин. через отверстия в дне контейнеров. Пробы должны иметь высоту около 10 см. Глина взвешивается при той влажности, при которой она укладывается в насыпь.

Угол внутреннего трения хорошо проницаемых грунтов, таких как типы 1; 2 и 3 по табл. 12, может быть определен с помощью испытаний на медленный сдвиг, потому что коэффициент пористости этих материалов в полевых условиях будет за время строительства изменяться в соответствии с изменением напряжений. Сцеплением следует пренебрегать. Коэффициент внешнего трения по стенке $\text{tg} \delta$ может быть принят равным $\frac{2}{3} \text{tg} \varphi$. Если засыпка будет подвергаться вибрациям в результате движения транспорта или если она будет нести тяжелые дополнительные нагрузки переменной интенсивности, как, например, нагрузки на складские платформы, то значения $\text{tg} \varphi$ и $\text{tg} \delta$ должны быть уменьшены на 20%. Если можно ожидать, что стенка получит большую осадку, чем засыпка, то следует принять, что трение по стенке действует по направлению вверх.

Угол внутреннего трения глинистых грунтов типов 4 и 5 по табл. 12 должен приниматься равным нулю. Сцепление примерно равно половине прочности на одноосное сжатие q_u материала засыпки в том состоянии, в каком она находится за стенкой. Сцепление между глиной засыпки и задней гранью стенки не должно приниматься во внимание, и значение δ приравнивается нулю. Влияние вибрации от движения транспорта не учитывается. Жесткая глина не должна применяться как материал для засыпки, если не обеспечено полное и по-

стоянное удаление воды из засыпки, однако это редко может быть достигнуто.

Во время ливней вода фильтрует через засыпку к задней грани стенки, как это показано на рис. 139, а. Фильтрационное давление (§ 39), возникающее при этом, увеличивает давление на стенку грунтов со средней проницаемостью

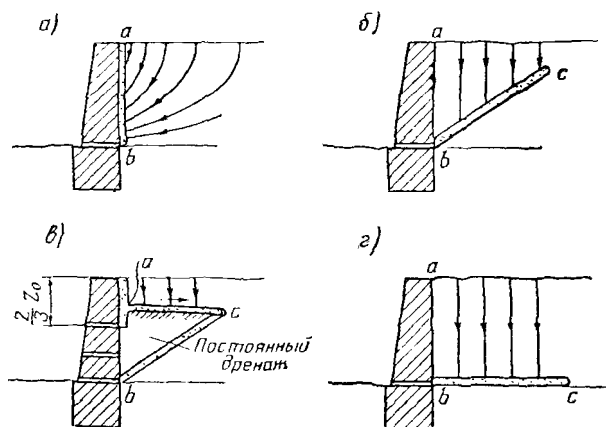


Рис. 139. Схемы дренирования насыпок

а — вертикальный дренажный слой; б — наклонный дренажный слой в сыпучей насыпке; в — горизонтальная дренажная защита, объединенная с наклонным дренажным слоем в случае связной насыпки; г — подошвенное дренирование связного грунта насыпки с целью ускорения консолидации

(типы 2 и 3 по табл. 12), пока продолжается фильтрация. Это следует предотвращать с помощью наклонных дренажей, как это показано на рис. 139, б. Дренажные слои выполняют здесь двойную функцию: осушают грунт и защищают от действия мороза. Кроме того, поверхность насыпок со средней проницаемостью должна покрываться хорошо уплотненным слоем менее проницаемого грунта, как это показано на рис. 137, а.

Глинистая насыпка может отходить от задней грани стенки до глубины примерно z_0 [уравнение (24.6)]. Чтобы предотвратить во время ливней скопление воды в получающейся открытой трещине, дренажный слой должен быть помещен между стенкой и насыпью до глубины $1,5z_0$ ниже гребня. Поскольку верхний слой глинистой насыпки, очевидно, растрескивается и становится хорошо проницаемым в результате попеременного смачивания и высыхания, то вертикальный дренажный слой должен быть соединен с наклонным дренажем с помощью пологого верхнего фильтра, как показано на рис. 139, в. Этот фильтр собирает воду, которая просачивается через верхний слой глины. Можно ожидать, что физические

свойства клинообразной массы глины, расположенной между верхним пологим фильтром и наклонным дренажным слоем, будут оставаться довольно постоянными на протяжении всего года.

Количество воды, которая просачивается через хорошо уложенную засыпку, является столь незначительным, что исключается опасность засорения дренажей вымываемыми частицами грунта. Поэтому не требуется, чтобы размер частиц в дренажных слоях удовлетворял требованиям, предъявляемым к обратным фильтрам (§ 11).

Давление земли на неподвижные подпорные стенки. Жесткие стенки в закрепленном положении, как например, поперечная стенка U-образного мостового устоя или боковые стенки глубоких подвальных этажей подвергаются действию не активного давления грунта, а давления грунта в состоянии упругого равновесия. В этом состоянии давление больше, чем активное. Оно зависит не только от физических свойств засыпки, но также в значительной степени и от способа ее отсыпки. Следовательно, интенсивность давления грунта на неподвижную стенку может быть определена только на основе опыта. Пока по этому вопросу имеется очень мало эмпирических данных. Давление, развиваемое рыхлой засыпкой на низкую неподвижную стенку, будет меньше, чем давление того же грунта в уплотненном состоянии [46.2]. Результаты измерений давления мездозами на двух мостовых устоях в северо-западной Германии показывают, что давление хорошо уплотненной засыпки из среднезернистого песка на любой глубине было примерно равно Кулоновскому давлению на этой глубине плюс постоянная величина около $1,3 \text{ т/м}^2$ [46.3].

Фундаменты подпорных стенок

Введение. Опыт показал, что большинство аварий подпорных стенок связано с неправильным проектированием фундаментов. Поскольку проект фундамента не может быть правильно разработан без знания свойств грунта, расположенного в основании намечаемой стенки, этот грунт должен быть исследован хотя бы с помощью примитивных средств. Минимальные требования к разведке грунта в основании любой подпорной стенки сводятся к проходке скважины с помощью ложечного бура или другого удобного наконечника до глубины, равной высоте стенки. Если на меньшей глубине встретится плотный слой, то бурение можно прекратить после достижения глубины около $0,5 \text{ м}$ в этом слое при условии, что местный опыт или геологические данные, которые можно получить, не оставляют никаких сомнений в отсутствии мягких слоев на большей глубине. С другой стороны, если мягкий слой простирается до глубины, большей, чем высота стены, то

бурение следует продолжать, пока не дойдут до подошвы мягкого слоя или пока плотность грунта не увеличится заметно. Проектировщик должен также знать глубину промерзания и глубину, до которой грунт нарушается в результате сезонных изменений объема с тем, чтобы он мог заложить фундамент ниже этих глубин (см. § 53). Если заранее нельзя получить соответствующих данных, то в проекте не указываются размеры фундамента и приводится краткая инструкция для прораба относительно их определения, после того как требуемые данные будут получены.

Фундаменты подпорных стенок должны удовлетворять по меньшей мере двум условиям: коэффициент устойчивости против сдвига должен быть достаточным и давление на грунт под передней частью подошвы должно быть равным или меньше допускаемого (см. § 54). Чтобы предотвратить чрезмерный наклон стенки, обычно требуется, чтобы равнодействующая всех сил пересекала подошву в пределах средней трети. Кроме того, если грунт является сжимаемым, то должно быть удовлетворено еще одно требование, состоящее в том, что неравномерность осадок фундамента не должна быть чрезмерной. Следовательно, необходимо не только обеспечить, чтобы равнодействующая сил проходила через ядро сечения, но также требовать надежности фундамента подпорной стенки в отношении сдвига, максимальной величины давления на грунт и осадки.

Устойчивость против сдвига. Сдвигу подпорной стенки по основанию препятствует трение между грунтом и подошвой фундамента и пассивное давление грунта, который находится с передней стороны фундамента. Обычно требуется, чтобы коэффициент устойчивости против сдвига составлял минимум 1,5.

Трение между подошвой и таким хорошо проницаемым грунтом, как чистый или пылеватый песок, равно полному нормальному давлению на основание, умноженному на коэффициент трения f между грунтом и подошвой фундамента. Для крупнозернистого грунта, не содержащего ни пыли, ни глины, значение f может быть принято равным 0,55, для крупнозернистого грунта, содержащего пылеватые фракции, f равно 0,45.

Если стенка покоится на иле или глине, то требуется особая осторожность. Непосредственно перед бетонированием фундамента примерно 10-см слой грунта должен быть удален с площади, на которую укладывается бетон, и заменен таким же слоем хорошо уплотненного неокатанного песка или песка и гравия. Коэффициент трения между песком и подстилающим грунтом принимается $f = 0,35$. Однако, если прочность на одноосное сжатие q_u подстилающего грунта меньше, чем удвоенное сопротивление сдвигу между любыми частями

основания, то в последнем произойдет сдвиг на соответствующем расстоянии ниже подошвы. Если нормальное давление изменяется от нуля у пяты подошвы до p у передней ее части, как это показано на рис. 140, а, то разрушение на участке между a_2 и d может произойти в результате сдвига по поверхности контакта между слоем песка и подстилающим грунтом,

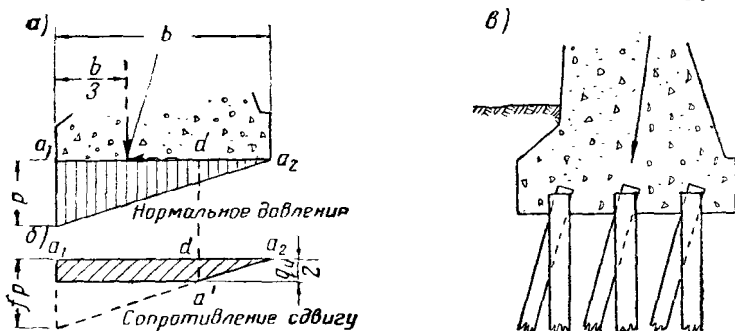


Рис. 140

а — приближенное распределение контактного давления по подошве подпорной стенки, когда равнодействующая пересекает основание у внешней границы ядра сечения; б — схема сопротивления сдвигу стенки, когда прочность на одноосное сжатие грунта в основании меньше удвоенного сопротивления трения между подошвой и подстилающим грунтом; в — фундамент подпорной стенки на вертикальных и наклонных сваях

а между d и a_1 — в результате сдвига в самом грунте. Если давление p на основание равномерно, то сопротивление сдвигу на единицу площади основания равно меньшей из величин fr и $q_n/2$.

Вторая сила, которая сопротивляется сдвигу стенки по подошве, это пассивное давление грунта, расположенного впереди фундамента. В пределах зоны сезонных колебаний влажности и температуры это сопротивление нельзя считать надежным. Наличие корневых канальцев делает грунт настолько сжимаемым, что пассивное сопротивление не будет эффективным, пока стенка не сдвинется на значительное расстояние. Если основание содержит пыль, а уровень воды расположен близко к поверхности, то в течение зимы могут образоваться слои льда в верхних частях грунта (см. § 21). Во время последующего таяния грунт может стать таким мягким, что его пассивным сопротивлением придется пренебречь. Вследствие этих обстоятельств пассивное давление грунта не должно приниматься во внимание, если местные условия не позволяют надежно определить его нижнее предельное значение.

Если коэффициент устойчивости против сдвига нельзя увеличить до 1,5 без создания исключительно тяжелого фун-

дамента, то, очевидно, будет более экономично воздвигнуть стенку на свайном фундаменте, как это показано на рис. 140, в. Вертикальные силы воспринимаются вертикальными сваями, а горизонтальные наклонными, забитыми под углом к вертикали. Практика забивки части свай под фундаментами подпорных стенок наклонно не является общепринятой, так как забивка вертикальных свай обходится дешевле. Однако, поскольку сопротивление горизонтальному перемещению, оказываемое верхней частью вертикальных свай в мягких грунтах, является очень небольшим, то отсутствие наклонных свай, очевидно, приведет к постепенному смещению стенки в наружную сторону. Некоторые устои мостов, поддерживаемые свайными фундаментами без наклонных свай, сдвигались с течением времени настолько, что растянутые элементы пролетных строений начинали выпучиваться благодаря осевому сжатию [46.4]. Если вес засыпки превышает примерно половину несущей способности основания, то постепенное смещение подпорной стенки или устоя будет, по-видимому, чрезмерно большим даже при достаточном количестве наклонных свай, забитых для восприятия горизонтального давления засыпки. В этом случае может оказаться необходимым использовать более легкий материал для засыпки или даже изменить схему всего проекта, чтобы исключить устройство насыпи. Массивные устои мостов, например, могут оказаться менее желательными, чем такие конструкции, сквозь которые засыпка проходит в виде откоса. Рельсовый путь непосредственно за устоем поддерживается в этом случае специальной конструкцией, а не насыпью.

Допускаемое давление на грунт и осадки. Если равнодействующая всех сил, действующих на стенку выше ее подошвы, пересекает последнюю у наружной границы средней трети, то контактное давление на основание возрастает примерно от нуля у пяты подошвы до величины, в 2 раза превышающей среднее давление у переднего края подошвы. Поэтому засыпка насыпи вызывает наклон стенки во внешнюю сторону. Если стенка покоится на устойчивом грунте, например, на плотном песке или плотной смеси песка с глиной, то наклон стенки будет незаметным при условии, что давление под передним краем подошвы не превысит допускаемого давления на данный грунт (см. § 54). С другой стороны, если стенка опирается на очень сжимаемый грунт, например, на мягкую глину, то наклон может стать очень большим. Постепенная консолидация глины под передней частью подошвы может вызывать непрерывное увеличение наклона в течение многих лет. Возрастающий наклон заставляет центр тяжести стенки смещаться вперед, вследствие чего давление на грунт под передним краем фундамента будет увеличиваться, пока, наконец, стенка не опрокинется. Следовательно, если стенка покоится

на очень сжимаемом грунте, то фундамент должен быть запроектирован таким образом, чтобы точка приложения равнодействующей всех сил была расположена близко к средней точке подошвы.

Если подпорная стенка служит устоем моста, то ее наклон уменьшает пролет. В некоторых случаях он уменьшается настолько, что пролетное строение начинает работать как распорка [46.4]. Вместе с тем возможны случаи, когда пролет между устоями будет увеличиваться и возникнет опасность, что он станет больше расстояния между опорными частями пролетного строения. Смещение такого типа может произойти только в том случае, если основание насыпи содержит довольно толстый слой сжимаемого грунта, вроде торфа или мягкой глины. Под тяжестью насыпи этот слой сжимается, и поверхность под ней оседает. Поскольку устой находится вблизи от края нагруженной площади, то его основание становится наклонным и сам он отклоняется в сторону насыпи. Наклон назад, вызванный этой причиной, может быть значительно большим, чем отклонение вперед, вызванное давлением насыпи.

Эти соображения показывают, что фундамент подпорной стенки требует еще большего внимания, чем фундамент обыкновенного здания. Общие принципы проектирования фундаментов рассматриваются в § 53, 54 и 56.

Натурные наблюдения

Дальнейшего улучшения в проектировании и строительстве подпорных стенок нельзя ожидать, пока мы не будем располагать данными относительно фактического поведения обычных типов этих стенок с засыпками, отсыпанными обычными способами, и пока нет сведений о действительной эффективности дренажей, предназначенных для снятия порового давления в этих засыпках. Следовательно, чтобы получить все эти данные, необходимы натурные наблюдения.

Естественно, что эмпирические правила не могут иметь большую степень достоверности, чем те наблюдения, из которых они выведены. Между тем, данные наблюдений, которые лежат в основе существующих эмпирических правил для определения давления засыпки, являются скудными и недостаточными. Сообщения, касающиеся поведения выстроенных подпорных стенок, обычно содержат лишь весьма неясное описание материала засыпки, а описание перемещений обычно ограничивается данными, которые очевидны для любого случайного наблюдателя. Следовательно, важная область определения давления засыпки полуэмпирическим методом все еще нуждается в значительном развитии. Успеха можно добиться лишь путем натурных наблюдений над подпорными

стенками в течение ряда лет и путем опубликования и анализа результатов этих наблюдений.

Данные наблюдений, которые ведутся с целью улучшения полуэмпирического метода проектирования, должны содержать надлежащее описание:

- а) грунта, который используется в качестве засыпки;
- б) способа отсыпки грунта;
- в) мероприятий по дренированию;
- г) времени года, когда сооружалась насыпь;
- д) средних годовых осадков;
- е) глубины промерзания.

Эти данные должны сопровождаться эскизом поперечного сечения стенки и грунтового профиля, не вызывающего никаких сомнений относительно условий работы фундамента. Пробы грунта могут быть получены с помощью ложечного бура, а описание грунта должно содержать результаты всех идентификационных испытаний, перечисленных в табл. 5 (стр. 60). Наблюдения за самой стенкой должны включать измерение наклона и горизонтального смещения гребня. Измерения должны производиться по меньшей мере 4 раза в год в конце каждого сезона.

Перемещения подпорных стенок, вызванные действием мороза, фактически исследованы недостаточно. Вместе с тем, периодические измерения наклонов или смещений в течение нескольких лет могли бы показать, вызываются ли эти подвижки действием мороза. Если окажется, что действие мороза является решающим фактором, то характер отложений льда в зоне промерзания должен быть исследован с помощью бурения вдоль задней грани стенки до начала весеннего таяния.

Данные наблюдений над большими подпорными стенками, запроектированными на основе теории давления грунта, также должны включать результаты всех испытаний грунта, произведенных до строительства, и периодического измерения порового давления в различных, надлежаще выбранных точках засыпки. Измерения давления грунта на заднюю грань стенки являются желательными, но не обязательными.

Невозможно создать удовлетворительный метод проектирования жестких стенок, которые не смещаются у гребня, пока мы не будем располагать многочисленными данными о давлении грунта на такие стенки в натурных условиях. Немногие опубликованные данные были получены с помощью месдоз, которые имели небольшую площадь по сравнению с задней гранью стенки, вследствие чего результаты являются незакономерными, случайными. Более надежные данные можно было бы получить, если пользоваться приборами, измеряющими среднее давление на больших площадях.

Выводы

При проектировании подпорных стенок разработка соответствующей системы дренирования и тщательный анализ условий работы фундаментов являются еще более важными, чем правильная оценка давления грунта. Давление, производимое засыпкой, может быть определено или на основе полуэмпирических правил, или же с помощью теории давления грунта. Первый метод имеет такие же недостатки, как и определение допускаемой нагрузки на сваи с помощью динамических формул (§ 56). Некоторые стенки, запроектированные в соответствии с этим методом, обладают чрезмерным запасом, другие едва стоят, а в единичных случаях даже разрушаются. Тем не менее, для обычных типов стенок первый метод является более дешевым и ему следует отдать предпочтение. Второй метод требует, чтобы засыпка и система дренирования осуществлялись в строгом соответствии с условиями, требуемыми теорией. Время и труд, затрачиваемые на это, оправдываются лишь в тех случаях, когда подпорная стенка является ответственной частью крупного сооружения или имеет высоту, превышающую примерно 6 м.

Дальнейших успехов в проектировании и строительстве подпорных стенок нельзя ожидать без постановки натурных наблюдений за построенными подпорными стенками с тем, чтобы установить сезонные изменения в поведении засыпки и их влияние на стенку.

ЛИТЕРАТУРА

Примеры различных полуэмпирических способов, рассмотренных в настоящем параграфе, могут быть найдены в следующих источниках:

а) Trautwine, *Design on basis of ratio of base width to height*, Civil Engineer's Reference Book, 1937.

б) Turneaure and Maurer, *Design by equivalent fluid method*, Principles of Reinforced Concrete Construction, New York, 1913.

в) Расчет по условным значениям φ в „Manual of the American Railway Engineering Association“, Chicago, 1946.

Рекомендуемые величины φ завышены.

Другие источники, содержащие полезные сведения:

46.1. J. V. McNary, *Earth pressure against abutment walls measured with soil pressure cells*, „Public Roads“, vol. 6, 1925, стр. 102—106.

Статья содержит результаты наблюдения за двумя стенками. 46.2. K. Terzaghi, *Large retaining-wall tests* „Eng. News-Record“, vol. 112, 1934, стр. 136—140, 259—262, 316—318, 403—406, 503—508.

Опыты крупного масштаба, показавшие влияние смещений стенок на величину и распределение давления грунта.

46.3. P. Müller, *Measurements of the earth pressure exerted by mechanically consolidated backfills of abutments*, (in German), „Bautechnik“, vol. 17, 1939, стр. 195—203.

Результаты наблюдений, показавшие, что давление грунта на U-образные устои моста может быть гораздо больше, чем Кулоновское.

46.4. K. Terzaghi, *The mechanics of shear failures on clay slopes and the creep of retaining walls*, „Public Roads“, vol. 10, 1929, стр. 177—192.

46.5 В. Baker, The actual lateral pressure of earthwork, „Min. Proc. Inst. Civ. Engrs“, vol. 65, 1881, стр. 140—186, дискуссия стр. 187 — 241.

Статья содержит графическое представление причин и видов обрушений подпорных стен. Теоретический анализ и рекомендуемый метод расчета устарели.

46.6. K. Terzaghi, Retaining-wall design for Fifteenmile Falls-Dam, „Eng. News-Rec.“, vol. 112, 1934, стр. 632—636.

Проект гравитационной подпорной стенки высотой 42,7 м.

46.7. Use of portable cribbing in place of rigid retaining walls and the utility of the different kinds of cribbing, Proc Am. Rwy. Eng. Assoc, vol. 34 1933, стр. 139 — 148.

Анализ опыта эксплуатации.

§ 47. ДРЕНИРОВАНИЕ ПЕРЕД РАЗРАБОТКОЙ КОТЛОВАНОВ

Введение

Во многих случаях, как например, при прокладке подземных сетей, сооружениях глубоких фундаментов для зданий или при подготовке основания для плотин, грунт приходится разрабатывать ниже уровня воды, и приток последней в выемку должен быть исключен или уменьшен до величины, не мешающей производству работ. Чтоб устранить приток воды, должна быть осуществлена во время или, еще лучше, до выемки грунта система дренирования. Боковым стенкам котлована придают форму откоса, способного сохранять устойчивость, или же их делают вертикальными и поддерживают креплениями (§ 48).

При данных размерах и глубине выемки ниже уровня воды количество последней, которое необходимо откачать, и время, требуемое для осушения окружающего грунта, зависят от проницаемости и сжимаемости грунта. Для котлованов средних размеров проектирование дренажа не требует точных данных относительно проницаемости грунтов. Следовательно, при таких работах достаточно проводить лишь общепринятые испытания ложечных проб, полученных из разведочных буровых скважин (табл. 5, стр. 60). При крупных работах обычно проводится пробная откачка. Для любых котлованов, независимо от их размеров, выбор способа дренирования и определение местоположения точек, в которых вода должна откачиваться, требуют тщательного анализа.

Способы дренирования

Чтобы получить удовлетворительные результаты при наименьших затратах, метод дренирования должен быть выбран с учетом средней проницаемости окружающего грунта, глубины котлована относительно уровня воды и, при небольших работах, типа оборудования, которым располагает строительство. Проницаемость грунтов в естественном залегании, за

исключением, вероятно, золотых отложений, значительно меняется от точки к точке. Предельные значения, между которыми изменяется коэффициент фильтрации k для отдельных типов обычных отложений, даны в табл. 14.

Таблица 14

**Коэффициент фильтрации обычных естественных
грунтовых формаций**

Формация	Значение k (см,сек)
Речные отложения	
Рона у Жениссии (Франция) . . .	Вплоть до 0,4
Небольшие потоки, Восточные Альпы	0,02—0,16
Миссури	0,02—0,12
Миссисипи	0,02—0,12
Ледниковые (гляциальные) отложения	
Равнины задровые	0,05—2
Озы, Вестфильд (штат Массачусетс)	0,01—0,13
Дельта (штат Массачусетс) . . .	0,0001—0,015
Глина валунная (тиль)	Менее 0,0001
Золотые отложения	
Песок дюнный	0,1—0,3
Лесс	0,001 ±
Лессовидный суглинок	0,0001 ±
Озерные и морские прибрежные отложения	
Песок однородный, очень мелкий	0,0001 — 0,0064
<i>U</i> от 5 до 2	
Отложения флювиогляциальные,	0,0001 — 0,005
<i>U</i> от 5 до 2, Нью-Йорк	
То же, <i>U</i> = 5, Бруклин	0,00001 — 0,0001
Глина	Менее 0,0000001

В соответствии с коэффициентами фильтрации грунты могут быть подразделены на пять групп, как это указано в табл. 15. Грунты с высокой проницаемостью встречаются редко, и обычно чередуются с менее проницаемыми слоями. Практически непроницаемые слои, как например, глины, весьма обычны.

До конца прошлого столетия дренирование открытых выемок обычно осуществлялось путем отвода поступавшей в выемку воды в мелкие колодцы или шурфы с деревянным креплением, называемые зумпфами, откуда она откачивалась наружу. При небольших работах этот метод практикует-

ся еще и сейчас. Схема его показана на левой стороне рис. 141, где приведено вертикальное сечение через широкую выемку с наклонными откосами. Наибольшее количество воды поступает через нижнюю часть откосов. Она направляется через дренажные каналы в один или несколько зумпфов *S*. В каждом зумпфе устанавливается насос, который откачивает воду в отводящую трубу.

Таблица 15

Классификация грунтов по коэффициенту фильтрации

Степень проницаемости	Значение k (см/сек)
Высокая	Выше 10^{-1}
Средняя	$10^{-1} - 10^{-3}$
Низкая	$10^{-3} - 10^{-5}$
Очень низкая	$10^{-5} - 10^{-7}$
Практически непроницаемый грунт	Менее 10^{-7}

Метод откачки из зумпфов имеет ряд недостатков. Прежде всего он вызывает размягчение и разжижение нижней части откосов, так как здесь скорость фильтрации и, как следствие, фильтрационное давление являются наибольшими (§ 39 и 40).

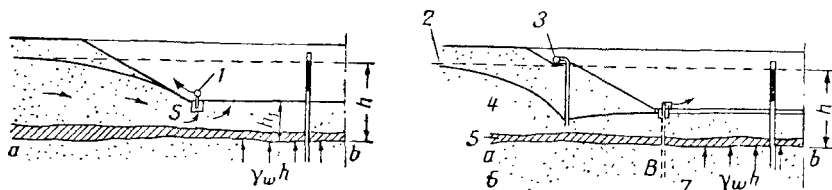


Рис. 141. Положение поверхности воды во время откачки из зумпфов (слева) и из иглофильтров (справа). Грунтовые условия приводят к разрушению в результате выпора, несмотря на откачку, если не устроить разгрузочные скважины *B*

1 — насос; 2 — начальный уровень воды; 3 — коллекторная труба к насосу; 4 — верхний пласт песка; 5 — ил; 6 — нижний пласт песка; 7 — разгрузочная скважина]

Во-вторых, поскольку каждый пласт естественного грунта является более или менее неоднородным, вода вытекает в котлован в форме ключей. Если грунт содержит прослойки или карманы мелкого песка или крупной пыли, то ключи, очевидно, выносят вместе с водой и грунт. Ключи этого типа, расположенные на дне выемок, называются «кипучими» или грифонами. Начиная от мест выхода этих ключей, подземная эрозия может продвигаться в глубь грунта

и образовывать в нем тоннели. Обрушение кровли этих тоннелей приводит к осадкам поверхности грунта, окружающего выемку, к расплыванию откосов или к разрушению крепления котлована (§ 59 и 61) [47.1].

Вероятность образования грифонов может быть уменьшена путем забивки вокруг выемки шпунтового ряда, который ликвидирует приток воды через все слои, расположенные выше нижнего конца шпунтовых свай, и уменьшает гидравлический градиент, при котором вода фильтрует ко дну выемки. Однако при неблагоприятных условиях даже шпунтовые сваи не могут предотвратить образования кипучих ключей со всеми их нежелательными последствиями. При небольших работах, вроде проходки неглубоких котлованов в мелкозернистых водоносных грунтах, часто делались попытки предотвратить образование грифонов путем наброски гравия в котлован везде, где грунт проявляет тенденцию двигаться вместе с водой. Однако этот способ является медленным и рискованным. При крупных котлованах, например для фундаментов плотин, этот метод совершенно неприемлем.

Аварии и серьезные задержки могут быть также вызваны гидростатическим давлением, действующим на подошву сплошного относительно непроницаемого пласта, как например, ab на рис. 141, расположенного ниже дна котлована. Фильтрация в выемку снижает пьезометрический уровень лишь для воды, расположенной над ab , в то время как пьезометрический уровень ниже ab остается неизменным. Если пьезометрическая трубка устанавливается в точке, расположенной ниже ab , то вода поднимается в этой трубке до первоначального уровня. Если h — вертикальное расстояние между ab и первоначальным уровнем воды, h_1 — вертикальное расстояние между ab и дном выемки, γ_w — удельный вес воды и γ — объемный вес грунта, то давление на ab , вызванное весом лежащего сверху грунта, составляет γh_1 , а гидростатическое давление снизу вверх — $\gamma_w h$. Если $\gamma_w h$ будет больше, чем γh_1 , и если ab залегает горизонтально, то дно котлована поднимается целиком. Это явление называется **вспучиванием дна**. С другой стороны, если ab залегает очень неровно, то грунт вспучивается только в тех местах, где h_1 является наименьшим. Такое местное вспучивание иногда называется **дутьем**.

Исторический обзор техники дренирования

Первые попытки заменить откачку из мелких колодцев менее рискованными методами были произведены между 1870 и 1890 гг. в Англии и Германии. Мелкие зумпфы были заменены фильтровыми колодцами диаметром от 0,9 до 1,2 м. К концу прошлого столетия было найдено, что эффективность

этого нового метода могла быть повышена путем уменьшения расстояний между колодцами. Этот факт привел к методу дренирования путем откачки из рядов колодцев. Развитие этих методов происходило в Европе и в США в различных направлениях.

В Европе стало обычным снабжать каждый колодец обсадной трубой диаметром 20 см и откачивать воду через 15-см всасывающую трубу. Колодцы располагались на расстоянии от 6 до 12 м. Этот способ получил название метода Сименса, потому что он был разработан строительной фирмой Сименса в Берлине. Была создана теория расчета глубины, до которой должны быть пробурены колодцы в данных условиях, и определения количества воды, которое требуется откачать при данном среднем коэффициенте фильтрации грунта.

В США использование фильтровых колодцев не привлекало к себе серьезного внимания примерно до 1920 г., когда для понижения уровня грунтовых вод были предложены иглофильтры. В противоположность методу Сименса, который состоит в откачке из колодцев большого диаметра, расположенных в нескольких метрах друг от друга, способ иглофильтров состоит в откачке воды из скважин диаметром примерно 5 см, расположенных на расстоянии от 0,9 до 1,8 м друг от друга.

Как в методе Сименса, так и в методе иглофильтров верхние концы скважин соединяются между собой с помощью коллекторной трубы, к которой присоединен насос. Коллекторная труба обычно укладывается на берме, расположенной вблизи от первоначального зеркала воды. Вследствие ограниченности высоты, до которой вода может подниматься во всасывающие трубы, уровень грунтовых вод не может быть понижен более чем примерно на 6 м ниже первоначального положения. Следовательно, если проект требует дренирования грунта до глубины более чем на 5—5,5 м, то либо уровень воды должен понижаться ярусами, либо из колодцев должна производиться откачка воды с помощью глубинных насосов, которые могут поднимать воду из колодца до любой высоты.

Вскоре после того как методы дренирования с помощью откачки воды из рядов колодцев стали общепринятыми, было установлено, что они не эффективны, если грунт не обладает хотя бы средней проницаемостью. Если эффективные размеры частиц D_{10} становятся меньше 0,1 мм, то время, которое требуется для дренирования котлована, быстро увеличивается, а если D_{10} меньше чем 0,05 мм, то откачка из колодцев не достигает цели. Чтобы предотвратить вспучивание дна выемки в несвязных грунтах, имеющих эффективный диаметр зерен меньше, чем 0,05 мм, был разработан ряд других методов.

Начиная примерно с 1930 г., в Германии пытались производить окаменение грунта, расположенного ниже дна будущего котлована, путем последовательных инъекций двух различных химикалий, которые вступают в реакцию в порах грунта и образуют нерастворимый гель. Этот метод, предложенный Иостеном, очень дорог, и если грунт содержит малопроницаемые слои, то он обычно не эффективен. Вследствие этого его практическое значение для защиты котлованов очень ограничено. В США наблюдениями было установлено, что мелкозернистые грунты, как например, крупная пыль, могли консолидироваться в результате поддержания вакуума во всасывающих трубах иглофильтров. Эти наблюдения привели к разработке между 1925 и 1930 гг. вакуумного метода. Наконец, около 1934 г. были предприняты опыты по консолидации мелкозернистых грунтов с помощью электроосмотического метода.

Следующие разделы содержат краткое описание основных методов дренирования и условий для их успешного применения. Влияние дренирования на соседние сооружения рассматривается в § 61.

Метод Сименса

Обсадные трубы фильтровых колодцев имеют обычно диаметр 20 см. Снизу на участке длиной в 4,5—9 м они перфорированы и окружены латунной сеткой, которая действует как фильтр. Наилучшие результаты достигаются, если размер отверстий сетки является промежуточным между размерами зерен окружающего грунта D_{60} и D_{75} (§ 5). Расстояние между трубчатыми колодцами составляет от 12 м для очень проницаемых грунтов до 6 м для наименее проницаемых, которые еще могут эффективно дренироваться.

Метод иглофильтров

Термин иглофильтр относится к нижнему перфорированному концу трубы диаметром 50 или 63 мм, имеющему обычно длину 1 м. Труба служит одновременно обсадной и всасывающей трубой. Отверстия в ней покрыты проволоочной сеткой. Иглофильтры располагаются в грунте на расстоянии от 0,9 до 1,8 м.

Если ряд иглофильтров располагается под непрерывным пластом с относительно низкой проницаемостью, то грунт над этим слоем останется, очевидно, недренированным. Чтобы избежать этого и повысить эффективность иглофильтров в грунте с низкой проницаемостью, обычно пользуются следующим приемом. После того как иглофильтр введен в грунт,

давление подмывной воды увеличивается, вследствие чего грунт, окружающий трубу, размывается и уносится. Вокруг трубы образуется цилиндрический колодец. Во время этого процесса все мелкие частицы грунта, которые первоначально занимают размывтый объем, выносятся, но более крупные остаются и скапливаются в нижней части колодца, образуя фильтровую обсыпку. Если вода оказывается не в состоянии произвести размыв, то колодец устраивается механическими средствами и фильтр получают, засыпая колодец песком.

Дренирование узких траншей обычно достигается с помощью откачки воды из одиночного ряда иглофильтров, расположенного с одной стороны траншеи, при условии, если ее глубина значительно меньше, чем глубина, до которой может быть понижен этим методом уровень воды. В противном случае требуется два ряда иглофильтров, по одному с каждой стороны траншеи. Стоимость откачки обычно мала по сравнению со стоимостью транспортировки и монтажа иглофильтров, если только грунт не содержит очень проницаемых слоев. Если разведочное бурение указывает на наличие исключительно проницаемых слоев, то должна быть проведена пробная откачка с целью определения требуемой мощности насосов. Во всех других случаях можно подобрать насосы на основе эмпирических правил. Обычно устанавливается один 6-дюймовый самозаполняющийся насос на каждые 150 или 180 м длины ряда иглофильтров. Если высота, до которой должна быть поднята вода над уровнем коллекторной трубы, не является чрезмерно большой, то мотор в 20 л. с. будет достаточным. Осушение требует от 2 до 6 дней [47.4].

Многоярусные установки и дренирование с помощью трубчатых колодцев

На рис. 142 показан котлован глубиной 15 м от начального уровня воды. С помощью самого верхнего ряда иглофильтров уровень воды может быть понижен только до отметки *b*, находящейся менее чем на 6 м глубже точки *a*. Чтобы произвести выемку грунта до более низкого уровня, должен быть установлен на несколько десятков сантиметров выше уровня точки *b* второй ряд иглофильтров, соединенных между собой с помощью коллекторной трубы. Такое расположение называется многоярусным. Один ряд иглофильтров требуется примерно на каждые 4,5 м глубины. Может потребоваться также дополнительный ряд вдоль нижней бровки откоса (ряд *e*).

Независимо от числа ступеней, средняя мощность наклонного слоя грунта, который осушается, не может быть увеличена до более, чем примерно 4,5 м (рис. 142, *a*). Под этим слоем грунт подвергается действию гидродинамического давле-

ния фильтрующей воды. Если глубина траншеи во много раз больше чем 4,5 м, то осушенный слой представляет собой лишь поверхностную пленку по сравнению с мощностью массы грунта, примыкающего к откосу. Гидродинамическое давление, действующее на эту массу, может нарушить устойчивость откоса. Чтобы избежать этого, фильтрационный поток

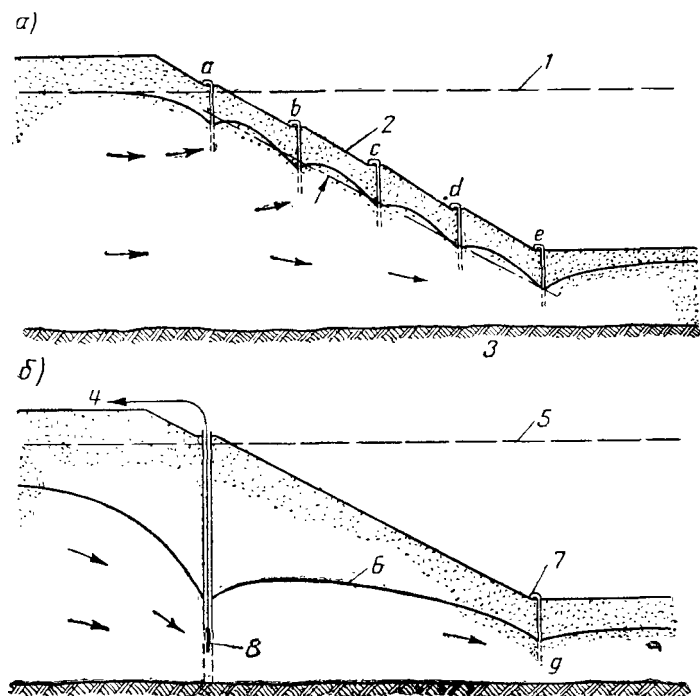


Рис. 142. Дренажное устройство глубокой выемки

a — с помощью многоярусного расположения нглофильтров; *b* — с помощью глубинных насосов; 1 — начальный уровень воды; 2 — средняя толщина дренажного слоя; 3 — трещиноватая скала; 4 — отводящая труба; 5 — начальный уровень воды; 6 — пониженный уровень воды; 7 — коллекторная труба к насосу; 8 — глубинный насос

должен быть перехвачен, прежде чем он проникнет в грунт откоса. Это может быть достигнуто с помощью ряда глубоких колодцев *f* (рис. 142, б), расположенных вблизи от верхнего края откоса. Диаметр этих колодцев должен быть достаточно большим, чтобы позволить установить глубинные насосы внутри обсадки. Максимальная эффективность может быть достигнута при использовании многоступенчатых центробежных насосов с электрическим приводом, смонтированных на вертикальных валах. Чтобы предупредить разжижение грунта у подошвы откосов, следует удалить с помощью

иглофильтров небольшое количество воды, которое проникает через промежутки между колодцами.

Если грунтовый профиль довольно однородный, то расстояние между глубокими колодцами должно определяться на основе теоретического исследования притока воды к выемке. Такое исследование экономически оправдано, так как насосы для глубоких колодцев очень дороги. Успех дренирования с помощью откачки из глубоких колодцев зависит прежде всего от эффективности мер, предотвращающих засорение фильтра мелкими частицами грунта.

Разгрузочные скважины

Поскольку откачка из трубчатых колодцев или иглофильтров опускает уровень воды вглубь откоса или ниже основания, риск оползания исключается. Это является важным преимуществом перед методом открытого водоотлива из зумпфов. Однако, как указывалось выше, если нижние концы трубчатых колодцев или иглофильтров расположены над относительно непроницаемым слоем (ab на рис. 141), то может произойти выпор или дутье, несмотря на дренирование, достигнутое в результате откачки из верхнего слоя. Чтобы предотвратить такие аварии, должны быть устроены выпуски для воды, находящейся под преграждающим слоем. Эти выпуски называются разгрузочными скважинами. Самый простой способ их устройства заключается в том, чтобы опустить подмывом иглофильтры, промыть вокруг них цилиндрическое пространство в грунте и заполнить это пространство крупным песком.

Объемный вес γ большинства водонасыщенных грунтов примерно в 2 раза больше удельного веса γ_w воды. Следовательно, как правило, условие выпора или дутья

$$\gamma h_1 \leq \gamma_w h$$

не удовлетворяется, если h (рис. 141) не будет больше $2h_1$. В некоторых грунтовых отложениях вода из глубоких водонесных слоев поднимается в пьезометрических трубках до более высокого уровня, чем из слоев, близких к поверхности земли. Такая вода называется артезианской. В подобных случаях может произойти выпор дна или дутье, даже если h значительно меньше $2h_1$.

Чтобы вскрыть существование артезианской воды, разведочные скважины должны буриться до глубины минимум на h , а еще лучше на $1,5h$ ниже уровня основания. Всякий раз после отбора ложечной пробы должна быть обеспечена возможность поднятия воды в обсадной трубе до тех пор, пока ее уровень не стабилизируется, после чего последний должен быть измерен.

Вакуумный метод

Если средний эффективный диаметр D_{10} зерен грунта меньше $\sim 0,05$ мм, то гравитационные методы дренирования, описанные выше, не в состоянии обеспечить желательных результатов, так как вода удерживается в порах грунта капиллярными силами. Однако стабилизация очень мелкозернистых грунтов может быть достигнута, хотя и не сразу, путем поддержания вакуума в фильтровых обсыпках, которые окружают иглофильтры (рис. 143). До создания вакуума как верхняя поверхность мелкозернистого слоя, так и грунт, окружающий фильтр, подвергаются действию давления p_a атмосферы, равного приблизительно 1 кг/см^2 . После того как вакуум образовался, давление на грунт у фильтра становится почти равным нулю, в то время как давление на поверхность слоя остается равным p_a . Вследствие этого вода постепенно выжимается из грунта в область разрежения у фильтров, пока эффективное давление в грунте, примыкающем к рядам иглофильтров, не станет равным атмосферному давлению. В то же время сопротивление грунта сдвигу повышается на величину, равную $p_a \operatorname{tg} \varphi$, где φ — угол внутреннего трения грунта. Этот процесс очень похож на уплотнение глины, вызванное высыханием (§ 21).

Для устройства фильтра, из которого может быть откачан воздух, применяется следующий метод. После того как иглофильтр путем подмыва введен в грунт, давление струи воды увеличивается, пока не размоется скважина диаметром от 25 до 30 см. Пока вода продолжает течь, в скважину забрасывают песок до уровня на несколько десятков сантиметров ниже поверхности мелкозернистого слоя. Затем воду выключают и остальную часть скважины заполняют глиной или илом, которые действуют как воздухонепроницаемая пробка (рис. 143). Результаты, которые могут быть получены благодаря этому

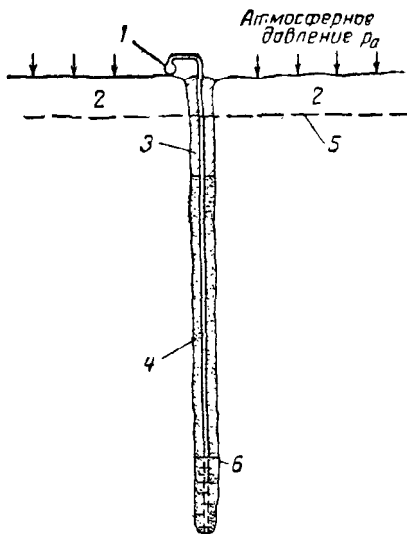


Рис. 143. Схема вакуумного метода дренирования

1 — коллекторная труба; 2 — зона капиллярного насыщения; 3 — глиняная пробка; 4 — песчаный фильтр, поры под вакуумом; 5 — начальный пьезометрический уровень; 6 — уровень воды в фильтре

методу, иллюстрируются рис. 144, на котором показана открытая выемка в органическом иле со средним эффективным диаметром частиц менее 0,01 мм. 95% грунта прошло через сито с отверстиями 0,07 мм. Дно выемки находилось примерно на 4,8 м ниже начального уровня воды. Перед откачкой ил был настолько мягким, что кран, который виден на заднем

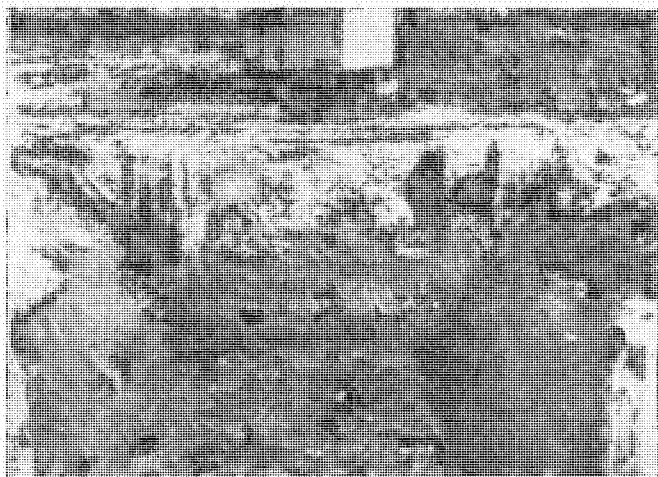


Рис. 144. Котлован в Кэмпдене, штат Нью-Джерси, в мягком органическом иле после консолидации с помощью вакуума

плане, мог двигаться только по настилу из тяжелых досок. После двух недель откачки грунт стал таким плотным, что борта котлована уже не нуждались в креплении. Отчетливые следы, оставшиеся на откосах от рытья, свидетельствуют о большой величине сцепления, которое грунт приобрел во время откачки.

На рис. 145 показан котлован в иле на постройке Бонневильской плотины (в штате Орегон) после консолидации вакуумным методом. Эффективный диаметр частиц ила составлял примерно 0,015 мм, коэффициент однородности — примерно 3; 95% этого грунта прошло через сито с отверстиями 0,07 мм. При вакуумном методе иглофильтры обычно располагают на расстоянии 90 см друг от друга. Оборудование для откачки то же, что и при дренировании грунтов средней проницаемости. На каждые 150 м длины ряда иглофильтров ставится один 6-дюймовый насос. В дополнение к этому к линиям коллекторных труб присоединяют один или два вакуумных насоса. Одного мотора в 20 л. с. достаточно для работы всего насосного агрегата. Вследствие низкой проницаемости грунта

водяной насос действует лишь в течение коротких периодов. Вакуумные насосы действуют непрерывно. Успех этого метода зависит в значительной степени от качества вакуумных насосов и от квалификации и опыта мастера.

После дренирования грунта вакуумным методом частицы грунта прижимаются друг к другу эффективным давлением, равным неуравновешенному атмосферному давлению, но пу-

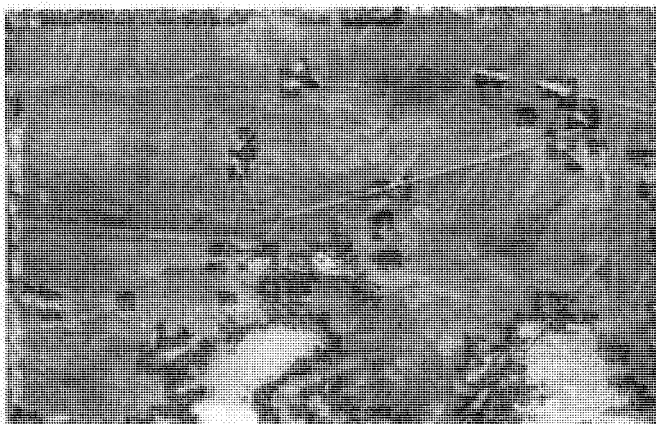


Рис. 145. Котлован в мягкой глине на строительстве Бонневильской плотины, штат Орегон, после консолидации с помощью вакуума

стоты целиком заполнены водой. Следовательно, если структура грунта очень рыхлая, аналогично структуре настоящего плывуна, то возможно, что внезапный удар, произведенный случайно, например, при забивке свай или взрыве, может вызвать разрушение всего сооружения в связи с внезапным разжижением грунта (§ 17). Однако пока о таких авариях сведений не имеется.

Дренирование с помощью электроосмоса

Сущность этого метода объяснена в § 21. В немногочисленных случаях практического применения, которые имели место до сих пор, иглофильтры-катоды располагали на расстоянии примерно 9 м друг от друга, а аноды забивали посредине между ними. Как аноды, так и катоды имели длину около 6 м.

Опыт применения электроосмотического метода пока еще недостаточен, чтобы сделать вывод относительно его приемлемости и экономичности. Он, по-видимому, лучше всего подхо-

дит для осушения различного рода илов и пылеватых глин. Если иглофильтры устанавливаются как раз у границ котлована в таком грунте, то фильтрующаяся вода перехватывается ими вместо того, чтобы просачиваться сквозь откосы и дно выемки. Одного этого может в некоторых случаях оказаться достаточным, чтобы предотвратить оползание и выпор.

Количество электрической энергии, которое требуется для дренирования грунта, зависит в значительной степени от типа и размеров выемки, от химического состава грунтовой воды и от продолжительности времени, в течение которого необходимо защищать выемку. На немногих больших котлованах, которые до сих пор дренировались этим методом, было найдено, что на 1 м^3 вынутаго материала расходуется от 0,5 до 1,3 квт-ч. С другой стороны, в одном случае, когда разрабатывалась небольшая выемка, расход электроэнергии достиг 13 квт-ч на 1 м^3 . Влияние на расход энергии содержащихся в грунтовой воде растворенных солей точно учесть пока нельзя. Однако их наличие может значительно увеличить этот расход.

Надежные методы определения потребности в энергии на основе результатов лабораторных испытаний соответствующих образцов грунта до сих пор еще не разработаны. Для дренирования илистых грунтов вакуумный метод представляется более целесообразным, так как он экономичен, и расходы на дренирование могут быть с уверенностью определены заранее. Следовательно, областью рационального применения электроосмотического метода является, по-видимому, дренирование грунтов, которые слишком мелкозернисты, чтобы их можно было стабилизировать с помощью вакуумного метода. Однако окончательные выводы об относительных достоинствах обоих этих методов не могут быть сделаны, пока электроосмотический метод не выйдет из стадии экспериментирования [47.5].

Сводка методов дренирования

Количество воды, которое притекает к выемке данных размеров, и методы, которые могут быть с наибольшей выгодой использованы для ее осушения, зависят прежде всего от средней проницаемости окружающего грунта. На небольших работах достаточно определить проницаемость на основе результатов обычных испытаний образцов, отобранных ложками из разведочных скважин. При крупных работах можно применять пробную откачку.

Чтобы определить, требуются ли разгрузочные скважины, разведочное бурение должно проводиться до глубины ниже основания, равной минимум вертикальному расстоянию между начальным уровнем воды и отметкой дна выемки. Каждый раз, когда отбираются ложечные пробы, воде нужно дать воз-

возможность подняться в скважине и соответствующий уровень должен быть занесен в буровой журнал.

Выемки в грунтах с высокой проницаемостью (k больше чем $0,1$ см/сек) или в очень плотных разнородных грунтах средней проницаемости (k между 10^{-1} и 10^{-3} см/сек) можно, как правило, осушать без большого риска путем откачки из открытых зумпфов. При благоприятных условиях однородные грунты со средней проницаемостью также можно безопасно дренировать путем откачки из зумпфов. Однако этот метод может вызывать образование грифонов на дне выемки, ведущих к пятащейся эрозии и к просадке поверхности грунта, окружающего выемку. Чтобы избежать этого риска, следует отдавать предпочтение дренированию грунтов средней проницаемости с помощью трубчатых колодцев или иглофильтров. Осушение грунта перед экскавацией требует от 2 до 6 дней.

Наибольшая глубина, до которой может быть понижен уровень воды в результате дренирования с помощью одного ряда колодцев или иглофильтров, составляет примерно 5,5 м. Если дно проектируемого котлована расположено на большей глубине, то требуется многоярусная система. Две или более коллекторные трубы должны быть уложены на вертикальном расстоянии друг от друга, равном 4,5 м. Если глубина выемки превышает 15 или 18 м, то следует отдать предпочтение дренированию примыкающего грунта с помощью глубинных насосов, работающих внутри обсадки скважин большого диаметра.

Однородные грунты с низкой проницаемостью (k между 10^{-3} и 10^{-5} см/сек) не могут быть осушены откачкой ни из зумпфов, ни из скважин. Такие грунты можно наиболее успешно стабилизировать с помощью метода вакуумирования. Количество воды, которое может быть удалено, является очень небольшим, но если откачка производится в течение нескольких недель, то грунт может стать настолько плотным, что борты выемок глубиной до 4,5 м могут держаться под углом от 60 до 70° без риска обрушения.

Тонкозернистые илы и однородные илистые грунты с коэффициентом фильтрации примерно между 10^{-5} и 10^{-7} см/сек могут быть настолько слабыми, что выемка будет заплывать даже при умеренной глубине. Их нельзя дренировать ни одним из существующих методов при доступной стоимости. Следовательно, разработка таких грунтов должна производиться с помощью землечерпания или в кессонах. К счастью, грунты этой категории встречаются редко.

Грунты с коэффициентом фильтрации меньшим, чем примерно 10^{-7} см/сек, обладают, за немногими исключениями, большим сцеплением. Они не поддаются дренированию ни-

какими известными на практике средствами, но оно почти никогда и не требуется, потому что сопротивление сдвигу таких грунтов обычно является достаточно большим для сохранения устойчивости дна открытой выемки умеренной глубины. Глубина, до которой может быть произведена экскавация в таком грунте без риска выпора дна, может быть увеличена только при более пологих откосах или, если борта выемки являются вертикальными, путем увеличения глубины забивки шпунтовых свай, которые входят в конструкцию крепления котлована (§ 48).

ЛИТЕРАТУРА

47.1. R. L. Harris, A. new process for dealing with quicksand, „Eng. News“, vol. 27, 1892, стр. 420—421.

Детальное описание грифонов, образовавшихся при разработке котлованов в Провиденсе, штат Род-Айленд. Метод, применявшийся для предупреждения заплывания выемки, вытеснен вакуумным методом.

47.2. W. Kyrieleis and W. Sichert, Groundwater lowering for foundation operations, Berlin, 1930.

Детальное описание теории и практики применения метода Сименса.

47.3. Working in the dry with the more trench wellpoint system, commercial publication, Moretrench Co., Rockaway, N. J.

47.4. E. A. Prentis and L. White. Underpinning. New York. 1931.

Описание проницаемой обшивки стенок выемки (стр. 60 и 61); примеры дренажа выемок (стр. 80—90).

47.5. L. Casagrande, The application of electroosmosis to practical problems in foundations and earthworks, Report on the present position. London, 1947.

§ 48. ГОРИЗОНТАЛЬНОЕ КРЕПЛЕНИЕ ОТКРЫТЫХ КОТЛОВАНОВ

Введение

Выемки могут быть оставлены раскрытыми постоянно, подобно шоссе или железнодорожным выемкам, или же они могут быть только временными и снова засыпаются, после того как они сыграли свою роль. Откосы постоянных выемок обычно являются наклонными с заложением не круче чем 1 : 1,5 (§ 49) или же они поддерживаются подпорными стенками (§ 46). С другой стороны, откосы временных выемок или котлованов делают настолько крутыми, насколько это возможно без риска обрушения при данных грунтах (рис. 144 и 145), либо же их устраивают вертикальными и раскрепляют. Выбор зависит от относительной стоимости и от ограничений, налагаемых местными условиями на ширину котлована поверху.

В этом параграфе рассматривается проектирование крепления для временных выемок с вертикальными стенками. Если дно котлована должно быть расположено ниже уровня воды, то примыкающий грунт дренируется до или во время

экскавации. Поэтому крепление может быть обычно запроектировано без учета положения уровня воды.

Данные, которые требуются для надлежащего расчета системы крепления, зависят прежде всего от глубины котлована. Поэтому удобно отличать мелкие котлованы с глубиной меньше примерно 6 м и глубокие котлованы с большей глубиной. Крепление мелких котлованов, как например, траншей для прокладки канализационных труб или водопроводных магистралей, более или менее стандартизировано. Общепринятыми системами можно с уверенностью пользоваться при самых различных грунтовых условиях. Поскольку применение особенно тонких методов при проектировании таких систем было бы неэкономичным, перед началом строительства требуется лишь общее ознакомление с грунтом, и никакие расчеты давления грунта не являются необходимыми. С другой стороны, при проектировании креплений для глубоких котлованов, как например, для метро, должны учитываться размеры выемки и характер окружающего грунта, потому что экономия, которая может быть достигнута в результате этого, возможно, будет значительно большей, чем расходы на получение данных для проектирования. Чтобы получить необходимые данные относительно характера грунта, может потребоваться бурение для трубчатого отбора или испытание на пенетрацию в дополнение к стандартным разведочным скважинам.

В прошлом проектирование крепления глубоких котлованов обычно основывалось на предположении, что давление грунта увеличивается, аналогично гидростатическому давлению, прямо пропорционально глубине от поверхности. Однако как теория (§ 32), так и практика показали, что это допущение редко оправдывается. Поэтому описание глубоких котлованов во второй части этого параграфа содержит методы проектирования крепления, основанные на данных о действительном распределении давления.

Крепление мелких котлованов

В связных грунтах котлованы с вертикальными стенками теоретически могут до глубины H_c по уравнению (24.8) обходиться без крепления. Значения H_c для глин различной консистенции являются приблизительно следующими:

	Очень мягкая	Мягкая	Средняя
H_c (м)	< 1,5	1,5—3	3—5,5

Жесткие и очень жесткие глины обычно пронизаны швами или трещинами, вследствие чего значение H_c может снизиться до 3 м. Значение H_c для песка со сцеплением зависит

от интенсивности сцепления; обычно H_c находится между 3 и 4,5 м, но может быть и значительно больше.

Если котлован с вертикальными стенками без крепления отывается в связном грунте, то через несколько часов или дней после разработки на поверхности окружающего грунта появляются трещины растяжения. Наличие этих трещин значительно уменьшает критическую высоту (§ 31), и рано или

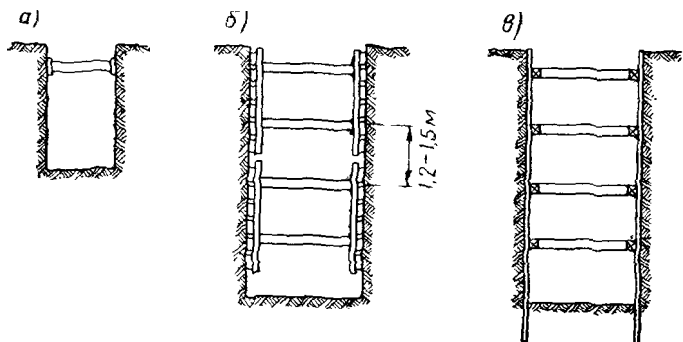


Рис. 146. Различные способы крепления котлованов неглубоких

а — одиночный ряд распорок; б — забирка; в — шпунтовое крепление

поздно боковые стенки обрушиваются. Чтобы предотвратить такие аварии, верхние края узких котлованов распираются, как это показано на рис. 146, а. Горизонтальные поперечные элементы крепления называются обычно распорками. Ими могут служить деревянные брусья или раздвижные металлические распорки, называемые траншейным креплением. Они закрепляются клиньями или болтами и поддерживают горизонтальную забирку, которая обычно состоит из 75-мм досок. Распорки обыкновенно размещаются на расстоянии в 2,5 м друг от друга, и нагрузка, которую они несут, как правило, очень невелика, если только котлован не окружен жесткой набухающей глиной.

Если глубина узкой траншеи превышает примерно $\frac{1}{2}H_c$, то обычно распорки устанавливают по мере ее углубления. Они поддерживают короткие вертикальные брусья, называемые стойками, которые в свою очередь служат опорой для забирки из горизонтальных досок (рис. 146, б). Обычно нет необходимости вплотную подгонять доски забирки друг к другу; если между ними остается некоторый зазор, то получается забирка вразбежку. Другой способ состоит в том, что с помощью распорок поддерживаются горизонтальные брусья, называемые хватками, на которые опираются вертикальные доски, называемые шпунтовым рядом. Самая нижняя часть стенок на высоту около $\frac{1}{2}H_c$ может быть оставлена без

крепления, чтобы обеспечить необходимое рабочее пространство, при условии, если грунт не может размокать и оползать. Если последнее может иметь место, то шпунтовый ряд опускается до дна выемки, однако не требуется никаких распорок для его поддержания на этом участке. В несвязном песке или в гравии может применяться лишь крепление шпунтом. С каждой стороны котлована обычно забивают один шпунтовый ряд, а схватки и распорки устанавливают по мере того, как продвигается выемка грунта. Обычно шпунт забивается на несколько десятков сантиметров за один прием, и его нижний конец всегда поддерживается на несколько десятков сантиметров ниже уровня экскавации (рис. 146, в).

Размеры крепления достаточно хорошо стандартизированы и не зависят от типа грунта. Распорки располагаются на расстоянии 2,5 м друг от друга в горизонтальном направлении и от 1,2 до 1,5 м в вертикальном направлении. Металлическое траншейное крепление можно применять при ширине траншеи не более 1,5 м. Для узких котлованов деревянные распорки обычно имеют сечение 10×15 см. Эти размеры увеличиваются примерно до 20×20 см для котлованов шириной 3,5 м. Шпунт или забирка обычно состоят из досок шириной от 15 до 25 см. Креплением таких размеров можно надежно пользоваться в несвязных песках до глубины около 9 м и в мягкой глине до глубины около 3 м сверх $1,2H_c$.

Крепление глубоких котлованов

Общие данные о конструкции крепления. Наиболее распространенные способы крепления стенок глубоких котлованов показаны на рис. 147. По мере рытья котлована и увеличения его глубины устанавливают распорки. В § 32 показано, что углубление сопровождается смещением грунта в стенках котлована внутрь последнего. У поверхности грунта это смещение оказывается очень незначительным по величине, так как самый верхний ряд распорок ставится еще до того, как напряженное состояние грунта заметно меняется в результате проходки котлована. Однако это смещение, происходящее до установки распорок, возрастает на нижних отметках по мере того, как увеличивается глубина выемки. В соответствии с § 32, при таком виде смещения распределение давления грунта имеет приблизительно параболический характер. Максимальная интенсивность давления имеет место около середины глубины котлована, в то время как боковое давление горизонтальной засыпки на подпорную стенку возрастает аналогично гидростатическому давлению, прямо пропорционально глубине от поверхности.

Другое основное различие между подпорной стенкой и креплением котлована заключается в характере их разруше-

ния. Подпорная стенка представляет собой одно конструктивное целое и обрушиться она может лишь целиком. Местные колебания величины давления засыпки не имеют большого значения. Зато каждая распорка в открытом котловане может смещаться отдельно. Поскольку разрушение одной из распорок влечет за собой увеличение нагрузки на соседние, это может вызвать прогрессирующее разрушение всей системы крепления.

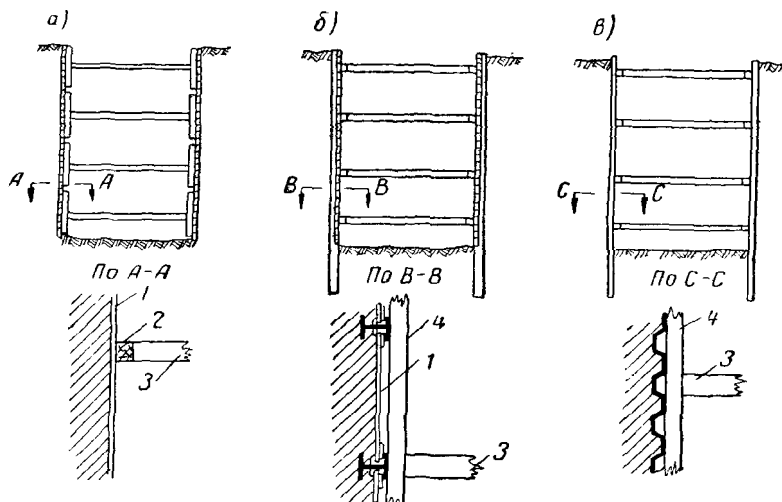


Рис. 147. Различные способы крепления глубоких котлованов

а — применение забирки и вертикальных стоек; б — применение двутавровых свай, забирки и прогонов; в — использование шпунтовых свай и прогонов; 1 — забирка; 2 — корытш; 3 — распорка; 4 — прогон

Наконец, необходимо иметь в виду, что сопротивление сдвигу грунта, примыкающего к вертикальной поверхности, не мобилизуется полностью, пока поверхность не поддалась на известное расстояние (см. § 23). Каждая подпорная стенка может без всякого ущерба сместиться на величину, в несколько раз превышающую это расстояние, однако распорка может разрушиться в результате продольного изгиба еще до того, как сопротивление сдвигу поддерживаемого грунта разовьется полностью.

Практически нельзя установить ни лабораторными исследованиями, ни каким-либо другим косвенным способом, сопровождается ли фактически процесс разработки и крепления котлована смещением грунта стенкой достаточным, чтобы уменьшить общее горизонтальное давление земли до величины активного давления. Кроме того, при данном полном давлении на систему крепления, нагрузки, которые действуют на отдельные распорки, могут быть очень различными, потому

что они зависят от таких случайных факторов, как сила, с которой вбиты клинья, местные колебания свойств примыкающего грунта и время, которое проходит между разработкой и установкой креплений в данном месте. В свете этого обстоятельства нельзя полагаться ни на один метод проектирования крепления котлованов, пока его надежность не будет продемонстрирована результатами испытаний в натуре. Пока испытания такого рода были произведены в глубоких котлованах лишь в плотном песке и в мягкой и средней ледниковой глине.

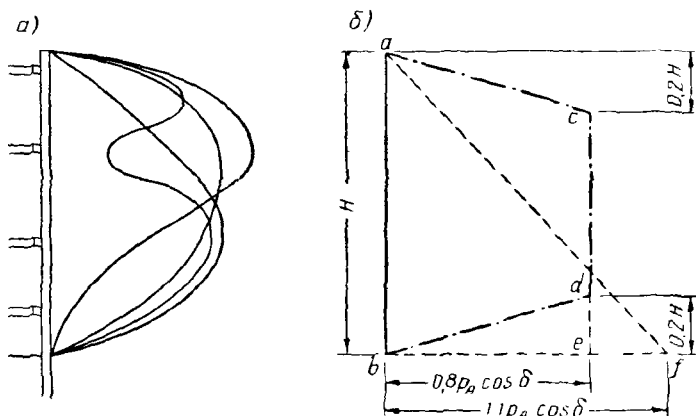


Рис. 148

a — результаты измерения горизонтального давления грунта на крепление котлована в плотном песке в Берлине;
б — трапециевидальная эпюра распределения давления грунта, принимаемая при расчете распорок котлованов в песке

Глубокие котлованы в песке. Измерения усилий в распорках производились во время строительства метрополитена в Берлине открытым способом. Котлован глубиной 11,5 м проходил в мелком, плотном, довольно однородном песке. До и во время экскавации уровень грунтовой воды понижался до значительной глубины ниже дна котлована по методу Сименса (§ 47). Следовательно, во время строительства котлован находился выше уровня воды. Котлован крепился способом, показанным на рис. 147, б. Распорки были расположены в вертикальных плоскостях на одинаковых расстояниях вдоль оси котлована, и давление на них измерялось в десяти из этих плоскостей [48.1]. Распределение давления в четырех из них показано на рис. 148, а. Кривые, полученные для других сечений, расположены в пределах площади, занятой кривыми, показанными на этом рисунке. Хотя песок на месте работ был довольно однородным, форма кривых, выражающих распределение давления, значительно отклонялась от статистического среднего значения. Возможно, что эти колебания обуслови-

вались до некоторой степени местными колебаниями в свойствах грунта и, в большей мере, различием в деталях производства работ на различных участках. Тем не менее, все кривые были грубо параболическими, и расстояние от дна выемки до центра давления колебалось в довольно узких пределах между $0,53H$ и $0,60H$. Большинство значений находилось между $0,53H$ и $0,55H$.

В соответствии с § 32, полное давление грунта на вертикальное ограждение является несколько большим, чем кулоновское значение, если центр давления располагается выше нижней трети высоты. Если расстояние от низа ограждения до точки приложения равнодействующей давления составляет примерно $0,55H$, как это установлено испытаниями в Берлине, то полное давление грунта примерно на 10% больше, чем кулоновское значение. Если бы распределение давления было гидростатическим, то полное давление грунта на крепление котлована соответствовало бы площади треугольника abf , (рис. 148,б), у которого основание bf в 1,1 раза больше $p_A \cos \delta$ интенсивности горизонтальной компоненты кулоновского давления у дна котлована. Множитель 1,1 представляет собой соотношение между полным давлением грунта на боковые стенки котлована и соответствующим кулоновским значением.

Однако действительное распределение давления в данном вертикальном сечении может быть похожим на любую из различных кривых на рис. 148,а. Оно изменяется от сечения к сечению. Поскольку каждая распорка должна рассчитываться на максимальное давление, какое только может на нее действовать, соответствующее значение, которое должно приниматься в расчет, определяется огибающей всех кривых, полученных в результате наблюдений в натуре. Эта огибающая выражается приблизительно трапецией $acdb$. Максимальная интенсивность давления, соответствующая условному трапецидальному распределению, составляет только 0,8 от максимального кулоновского значения, но площадь трапеции превышает площадь треугольника примерно на 20%. Этот избыток нужен для учета отклонений отдельных усилий в распорках на заданной глубине от среднего значения и предотвращения опасности прогрессирующего разрушения системы креплений.

Чтобы определить расчетную нагрузку для распорок проектируемого котлована в плотном песке, можно пользоваться следующей методикой. Подготавливают схематический чертеж (рис. 149), на котором показывают сечение по вертикальным сваям или шпунтинам. Принимают, что сваи на уровне каждой распорки, за исключением самой верхней, имеют шарниры, и что они опираются без защемления на дно котлована. Вертикальные сваи подвергаются действию горизонтальной

нагрузки, представленной трапециевидальной площадью $acdb$ (рис. 149). Максимальная интенсивность горизонтального давления составляет согласно этому рисунку:

$$0,8\rho_A \cos \delta = 0,8\gamma H \left(P_A \frac{\cos \delta}{\frac{1}{2} \gamma H^2} \right).$$

Величина в скобках может быть непосредственно взята из графиков на рис. 67. Каждый отрезок вертикальных свай между шарнирами работает как простая балка, несущая свою часть общего давления (рис. 149). Реакции, вызываемые нагрузкой, рассчитывают в соответствии с принципами статики. Чтобы получить усилие в распорках, полную реакцию в уровне каждой из них умножают на горизонтальное расстояние между распорками. Сечение каждой распорки должно рассчитываться с двойным коэффициентом запаса во избежание продольного изгиба.

Поскольку способ производства работ в Берлине ни в чем существенно не отличался от обычных методов экскавации и крепления котлованов в песке, то схема проектирования, иллюстрируемая рис. 149, может быть с уверенностью использована для котлованов в плотном песке в любой другой местности. С другой стороны, мы не располагаем никакими натурными данными относительно давления, производимого рыхлым песком. Поэтому неизвестно, уменьшается ли в этом случае давление у дна котлована так же, как и в случае плотного песка. Вследствие этой неопределенности расчет давления в рыхлом песке должен основываться на эпюре давления $acdb$ вместо $acdb$ (рис. 148,б). Это правило следует соблюдать, пока не будут получены надежные измерения.

Практически редко требуется определение φ и δ с помощью лабораторных испытаний. Достаточно точные значения могут быть получены на основании табл. 7, стр. 109. Относительная плотность песка может быть определена с помощью глубин-

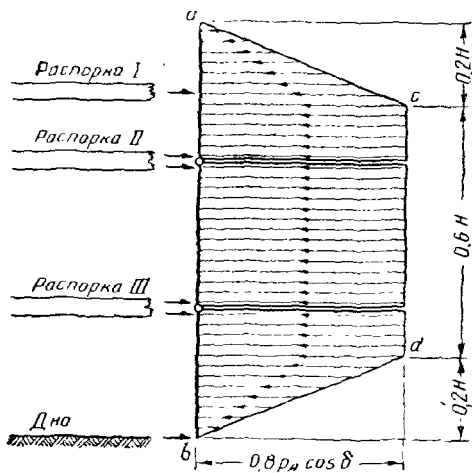


Рис. 149. Схема расчета усилий в распорках крепления котлована в песке

ного зондирования (§ 44). Для крепления типа, показанного на рис. 147, *а*, δ равно 0° . Для типов, показанных на рис. 147, *б* и *в*, значение δ больше нуля, но оно, очевидно, не превышает 20° . Объемный вес γ у песка должен быть измерен таким же способом, как и объемный вес песчаной засыпки подпорной стенки (§ 46).

Если уровень воды понижается в результате откачки из открытых зумпфов в котлован, то необходимо принять достаточную величину фильтрационного давления на нижнюю часть крепления. Дренаж через пространство между досками заборки является недостаточным, чтобы снять фильтрационное давление. Действие этого типа дренирования аналогично действию вертикального дренирующего слоя позади подпорной стенки, показанного на рис. 139, *а*.

Глубокие котлованы в глин. В соответствии с § 15 среднее сопротивление сдвигу s глины вдоль потенциальной поверхности скольжения равно примерно половине средней прочности на одноосное сжатие q_u 5-см образцов глины трубчатого отбора. Следовательно, горизонтальное давление, производимое массой глины, может быть найдено на основе упрощающего допущения, что глина является идеальным пластическим материалом, для которого φ равно 0° и $s = q_u/2$. Если часть массы грунта состоит из песка, то определяется среднее сопротивление его сдвигу, и этот слой песка заменяется на грунтовой профиле воображаемым слоем глины, имеющим сопротивление сдвигу $s = q_u/2$. Среднее сопротивление сдвигу всей массы грунта, примыкающего к выемке, равно средневзвешенному значению s .

В соответствии с ренкиновской теорией давления грунта (§ 24), активное боковое давление на глубине z ниже горизонтальной поверхности полубесконечной массы пластического материала со сцеплением $c = s = q_u/2$ и с углом внутреннего трения $\varphi = 0$ составляет

$$p_A = \gamma z - q_u \quad (48.1)$$

и общее давление на вертикальную плоскость высотой H равно

$$p_A = \int_0^H (\gamma z - q_u) dz = \frac{1}{2} \gamma H^2 \left(1 - \frac{2q_u}{\gamma H} \right). \quad (48.2)$$

На рис. 150, *а* показан вертикальный разрез по одной из стенок глубокого котлована в средней и мягкой глин в Чикаго. На рис. 150, *б* ординаты обозначают глубину от поверхности грунта, а абсциссы — соответствующие значения прочности на одноосное сжатие q_u глины. Средневзвешенная величина q_u для глины и для залегающего сверху песка состав-

ляет 1 кг/см^2 . В результате подстановки этого значения в уравнение (48.1) и нанесения на график полученных значений p_A в зависимости от глубины z была получена пунктирная линия на рис. 150, а. Она указывает распределение активного давления на крепление при допущении, что примыкающая глина находится в активном ренкиновском состоянии.

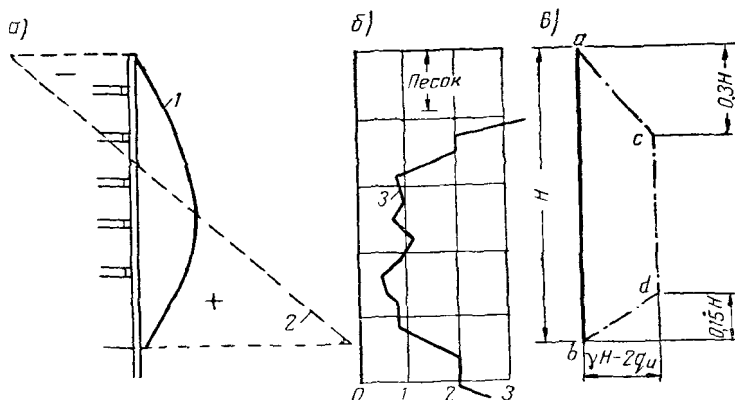


Рис. 150

а — результаты измерения горизонтального давления грунта на крепление котлована в средней глине в Чикаго; б — колебания прочности на одноосное сжатие глины, находящейся по соседству с котлованом; в — фиктивная эпюра давления для расчета распорок крепления котлованов в мягкой или средней глине. 1 — фактическое давление; 2 — ренкиновское давление; 3 — прочность на одноосное сжатие

Данные о действительной величине и распределении давления были получены в результате измерения сил, которые действуют на отдельные распорки. Результаты представлены сплошной кривой на рис. 150, а. Форма этой кривой не оставляет никаких сомнений в том, что давление грунта на крепление этой выемки подчинялось не ренкиновской теории давления грунта, а теории, изложенной в § 32. Результаты аналогичных измерений в нескольких других котлованах в мягких и средних глинах в Чикаго привели к тем же самым выводам [48.2].

Было найдено, что вертикальное расстояние H_1 от дна котлована до центра давления располагается в пределах между $0,42H$ и $0,56H$ со средним значением $0,45H$. Для этой амплитуды колебаний значений H_1 теория, изложенная в § 32, приводит к следующим выводам. Если равнодействующая бокового давления и внешнего сцепления грунта с креплением действует в горизонтальном направлении, то действительное давление должно превысить ренкиновское значение по урав-

нению (48.1) примерно на 50%. По мере увеличения наклона равнодействующей, горизонтальное давление уменьшается, и если наклон равнодействующей составляет 20° , то оба значения давления должны быть приблизительно равными. Поскольку крепление всех котлованов в Чикаго относилось к типам, показанным на рис. 147, б и в, шпунтовый ряд мог противостоять вертикальной нагрузке, и было найдено, что вертикальная компонента соответствует наклону равнодействующей в 20° . Следовательно, измеренные усилия в распорках должны были оказаться приблизительно равными полному давлению, определенному с помощью уравнения (48.2).

Этот вывод нашел подтверждение в измерениях усилий во всех тех котлованах, где крепление было тщательным и плотно затянуто или заклинено. Максимальное горизонтальное смещение глины в сторону котлована не превышало 0,25% от его глубины, и, как следствие, осадка примыкающей поверхности грунта была незначительной. С другой стороны, заметная осадка поверхности грунта, примыкающей к одному из котлованов, указывала на чрезмерное смещение глины, и давление на крепление значительно превышало давление, которое могло бы ожидаться на основании уравнения (48.2).

Эти наблюдения свидетельствуют о том, что даже небольшая величина горизонтального смещения при наиболее искусном выполнении работ по креплению, достаточна, чтобы было полностью мобилизовано сопротивление сдвигу глины, встречающейся в котлованах в Чикаго. Любое смещение большей величины было уже опасным во всех отношениях. Чтобы предотвратить чрезмерное смещение, было найдено целесообразным сильно расклинивать распорки забивкой клиньев между схватками и сваями или, еще лучше, путем распирания домкратами противоположных схваток при установке распорок.

Наблюдения в Чикаго производились в глинах с пределом текучести от 28 до 52 при среднем значении примерно 36. Все точки, характеризующие эти глины, расположены выше линии А на графике пластичности (рис. 9). Следовательно, эти грунты принадлежат к классу неорганических глин средней пластичности. Самый верхний слой глины толщиной от 0,9 до 1,8 м был переуплотнен за счет высыхания, в то время как подстилающие слои были обжаты нормально или почти нормально. Соотношение между критической высотой H_c глины и глубиной H котлована колебалось в пределах от 0,45 до 0,8. Эти данные определяют известные границы применимости выводов, которые могут быть сделаны из наблюдений.

На основе наблюдений за котлованами в районе Чикаго была разработана следующая методика определения усилий в отдельных распорках котлованов в аналогичных глинах. Прежде всего необходимо получить надежные данные относительно прочности глины при одноосном сжатии. Скважины

для 5-см проб трубчатого отбора располагаются вблизи от осевой линии будущего котлована на расстоянии не более 30 м друг от друга. После того, как получены данные о прочности глины, проект должен основываться на минимальном из средних значений по отдельным скважинам.

Этот метод определения расчетных нагрузок для отдельных распорок аналогичен методу, описанному при рассмотрении котлованов в плотном песке. Вычисления основываются на трапециевидальной эпюре $abdc$ (рис. 150, в), которая охватывает все кривые давлений, измеренных в Чикаго. Ширина трапеции равна $\gamma H - 2q_u$. Полное давление, представленное площадью $abdc$, превышает полное давление, которое действует на любой отдельный вертикальный ряд распорок, примерно на 50%. Как уже указывалось при рассмотрении глубоких котлованов в песке, это увеличение учитывает возможное отклонение местного давления от среднего значения нагрузки на распорки на данном уровне. Коэффициент запаса распорок по отношению к продольному изгибу должен быть не меньше 2.

Опыт показал, что уменьшение изгибающих моментов в схватках за счет проявления в глине арочного эффекта между вертикальными двутавровыми сваями (рис. 147, б) или стойками является слишком незначительным, чтобы принимать его во внимание. Поэтому максимальный изгибающий момент в каждой схватке должен вычисляться при допущении, что нагрузка, передаваемая шпунтинами на схватку, распределяется равномерно в горизонтальном направлении.

Если глина настолько мягкая, что значение H_c/H близко к нулю, горизонтальное давление может возрастать почти прямо пропорционально глубине. В мягких органических глинах смещение, связанное с процессом экскавации и установки крепления, может оказаться недостаточным, чтобы полностью мобилизовать сопротивление глины сдвигу. В сильно переуплотненных глинах стремление последней к расширению может постепенно увеличивать горизонтальное давление до размеров, в несколько раз превышающих значение по уравнению (48.2). Из-за этих все еще неисследованных явлений общие правила проектирования котлованов в глинах не могут быть разработаны до тех пор, пока наблюдения, аналогичные наблюдениям, проведенным в Чикаго, не будут повторены в глинах самых различных типов.

Если котлован разрабатывается в мягкой глине, то его дно может выпираться вследствие неспособности глины в основании нести нагрузку от веса грунта в откосах. Коэффициент устойчивости против выпирания может быть определен с достаточной точностью с помощью теории, приведенной в § 32. Если теоретический коэффициент устойчивости окажется недостаточным, то выпирание можно обычно предотвратить с по-

мощью шпунтовых свай, забиваемых на достаточную глубину ниже дна. Необходимая глубина забивки может быть рассчитана. Если использование шпунтовых свай почему-либо невозможно, то котлован может быть пройден только с помощью землечерпания.

Выводы и дальнейшие задачи

Разработка и крепление котлованов, имеющих глубину меньше, чем примерно 6 м, требует лишь добросовестного выполнения существующих эмпирических правил. Давление грунта на крепление таких котлованов имеет второстепенное значение, так как более экономно воспользоваться одной из стандартных систем крепления с некоторым перерасходом материалов, чем приспособливать крепление к местным грунтовым условиям.

С другой стороны, крепление глубоких и широких котлованов поглощает значительную часть всех затрат. Существенная экономия часто может быть достигнута в результате различных отклонений от стандартных приемов крепления, как например, обеспечение большего свободного рабочего пространства между дном котлована и самым нижним рядом распорок. Чтобы удовлетворить требованиям как безопасности, так и экономичности, необходимо проводить тщательную разведку грунта и разрабатывать проекты на основе расчетов давления грунта.

Опыт показал, что классические методы расчета давления грунта не применимы к проблеме крепления котлованов. Давление грунта, производимое плотным или довольно плотным песком и нормально обжатой или частично высохшей умеренно пластичной неорганической глиной, может быть рассчитано с помощью приемов, описанных в предыдущих разделах. Использование теории для проектирования крепления котлованов в грунтах других типов должно производиться с осторожностью, пока применимость результатов не будет продемонстрирована измерениями в натуральных условиях.

Опубликованные материалы об опыте устройства котлованов являются очень скудными, и ценность большинства из них снижается вследствие отсутствия надлежащего описания грунтов, в которых устраивались котлованы.

ЛИТЕРАТУРА

48.1. K. Terzaghi, General wedge theory of earth pressure, „Trans. ASCE“, vol. 106, 1941, стр. 68—97.

Способы и результаты измерения давления грунта на крепление песчаного грунта в Берлине.

48.2 R. B. Peck, Earth pressure measurements in open cuts, Chicago Subway, „Trans. ASCE“, vol. 108, 1943, стр. 1 (61—66)

Результаты измерения давления грунта в нескольких выемках в мягкой и средней глине.

48.3. R. B. P e s k, The measurement of earth pressures on the Chicago Subway, „ASTM Bull“, aug. 1941, стр. 25—30

Описание техники измерения усилий в распорках.

48.4. J. C. M e e m., The bracing of trenches and tunnels, with practical formulas for earth pressures, „Trans. ASCE“, vol. 60, 1908, стр. 1—23, дискуссия стр. 24—100.

Статья содержит интересные данные наблюдений в траншеях в самых различных грунтах. Теоретическая часть статьи и дискуссия представляют лишь исторический интерес. Данные о грунтах недостаточны.

§ 49. УСТОЙЧИВОСТЬ ЕСТЕСТВЕННЫХ СКЛОНОВ И ОТКОСОВ ВЫЕМОК

Причины и общая характеристика разрушений откосов

Всякая масса грунта, ограниченная естественной наклонной поверхностью земли или откосами выемки, стремится двигаться вниз и кнаружи под влиянием силы тяжести. Если сопротивление грунта сдвигу уравнивает это стремление, то откос является устойчивым. В противном случае происходит оползень. Материал, который захватывается оползнем, может состоять из естественно отложившихся грунтов, из искусственной насыпи или из комбинации того и другого. В настоящем параграфе рассматриваются только оползни в естественных грунтах. Другие типы рассматриваются ниже.

Оползни в естественном грунте могут быть вызваны такими внешними нарушениями, как подкапывание низа существующего откоса или рытье котлована без крепления стенок. С другой стороны, они могут произойти также и без внешнего механического воздействия на откосы, которые были устойчивыми в течение многих лет. Разрушения этого типа вызываются или временным увеличением порового давления, или постепенным уменьшением прочности грунта.

Несмотря на многообразие условий, которые могут вызвать оползень, почти каждый тип последнего имеет общие характеристики, иллюстрируемые рис. 151. Разрушению предшествует образование трещин растяжения в верхней части откоса или за пределами его гребня. Во время сползания верхняя часть сползающей поверхности, называемая головой или вершиной оползня, опускается, в то время как нижняя часть, называемая языком, выпирается кверху. Следовательно, если первоначальная поверхность откоса была плоской, то затем профиль поверхности грунта вдоль оси оползня получает форму S-образной кривой (см. рис. 78). Форма языка зависит в определенной степени от типа сползающего материала. Однородная глина с низкой степенью чувствительности к нарушению будет выпираться, как это показано на рис. 151. С другой стороны, глина с очень чувствительной

структурой или глина с песчаными карманами склонна к течению подобно жидкости.

Даже на однородных откосах значительной длины и приблизительно постоянной высоты оползни, за редким исключением, происходят лишь в немногих местах, отделенных друг от друга значительными расстояниями. Например, хорошо

известные оползни на Панамском канале выглядят на карте как изолированные штрихи, отделенные друг от друга большими площадями неповрежденного откоса. Это справедливо и по отношению к оползням в длинных железнодорожных выемках с приблизительно постоянным поперечным сечением.

Один важный класс оползней представляет собой, однако, исключение из общего правила, согласно которому оползни не происходят широким фронтом. Если геологические условия таковы, что большая часть поверхности скольжения расположена в пределах горизонтального слоя крупнозернистой пыли или песка, который разделяет два слоя глины, то ширина оползня, измеренная параллельно гребню откоса, очевидно, будет значительно большей, чем его длина. Оползни этого типа обычно вызываются избыточным поровым давлением в песке или пыли. В противоположность оползням других типов, здесь нельзя заранее заметить симптомы нависшей угрозы, а разрушение происходит почти внезапно.



Рис. 151. План типичного оползня в связном грунте

Рис. 151. План типичного оползня в связном грунте

Инженерные задачи, связанные с устойчивостью откосов

Большинство задач, связанных с устойчивостью откосов, сопряжено с проектированием и строительством выемок для шоссе, железных дорог и каналов. Необходимость разработки глубоких выемок не возникала до начала XIX в., когда появились первые железные дороги. Однако с того времени были прорыты бесчисленные выемки со все увеличивающейся глубиной и длиной.

Опыт показал, что откосы с заложением 1 (в вертикальном направлении) к 1,5 (в горизонтальном направлении) являются обычно устойчивыми. Действительно, откосы большинства выемок на железных дорогах и шоссе глубиной меньше 6 м имеют указанное заложение, так же как и откосы многих более глубоких абсолютно устойчивых выемок. Поэтому откос 1 : 1,5 может считаться стандартным при строительстве шоссе и железных дорог. Стандартные откосы для затопленных выемок, как например, в каналах, располагаются в пределах между 1:2 и 1:3. Откосы более крутые, чем

стандартные, могут допускаться только в скале, в плотном песчаном грунте, перемешанном с валунами, и в истинном лессе.

Рассмотрение откосов в скальных породах выходит за рамки этой книги. В плотных смесях песка и гравия с валунами откосы 1:1 постоянно оставались устойчивыми. При засушливом климате в истинном лессе должны делаться вертикальные откосы, потому что наклонные откосы невозможно должным образом защитить от быстрой эрозии. Подошвы вертикальных откосов требуют тщательной защиты от временного насыщения в дождливые периоды. Несмотря на эту предосторожность, тонкие слои неизбежно отваливаются время от времени, снова образуя вертикальные поверхности, которые остаются устойчивыми в течение ряда лет. Чтобы предупредить задержку движения обломками породы, обычно выемки в лессе делают большей ширины, чем требуется для транспорта. Устройство затопленных откосов в типичном лессе представляет собой, очевидно, серьезную проблему, которой мы коснемся в дальнейшем.

Предварительная оценка размеров земляных работ при проектировании новых транспортных линий обычно основывается на допущении, что все выемки будут иметь стандартные уклоны. Однако опыт показал, что стандартные уклоны являются устойчивыми только в том случае, если выемки устраиваются в благоприятном грунте. Термин *благоприятный грунт* указывает на песчаный или гравийный грунт со сцеплением или без сцепления во влажном или сухом состоянии. Разработка даже очень мелкой траншеи со стандартными откосами в мягкой или жесткой трещиноватой глине может вызвать движение грунта по направлению к траншее, и это движение может распространиться на такое расстояние от откоса, которое во много раз превышает ее глубину. Глинистые грунты, содержащие прослойки или карманы водоносного песка, могут реагировать на нарушение их равновесия аналогичным образом. Отложения такого характера образуют *ненадежный грунт*.

Опытные инженеры всегда прокладывают новые транспортные линии с таким расчетом, чтобы избежать выемок в ненадежном грунте, насколько это позволяют условия. Проект длинных выемок в потенциально ненадежном грунте будет неэкономичным, если коэффициент устойчивости увеличить настолько, чтобы перекрыть возможные погрешности в расчетах устойчивости. Поэтому в выемках в ненадежном грунте местные оползни являются обычными и правильно считаются неизбежными. В то же время необходимо, чтобы оползни не влекли за собой человеческих жертв или серьезного материального ущерба. Это требование может быть выполнено только при помощи широких добросовестно проведенных наблю-

дений во время и после строительства. Никаким другим способом, кроме таких наблюдений, нельзя обнаружить признаки угрозы оползания, чтобы принять соответствующие меры для избежания роковых последствий.

Методы исследования и лечения неустойчивых откосов зависят прежде всего от характера грунтов. Следовательно, для практических целей лучше всего классифицировать оползни в соответствии с типами грунта, в которых они встречаются. Самыми обычными типами ненадежных грунтов и формаций являются: 1) скопления детрита, получающегося из глинистых или кристаллических сланцев; 2) очень рыхлый водоносный песок; 3) однородная мягкая глина; 4) жесткая трещиноватая глина; 5) глина с песчаными или пылеватыми прослойками; 6) массивы связного грунта, содержащие слои или карманы водоносного песка или пыли. Далее описываются причины оползней и обобщаются принятые в современной практике методы инженерной борьбы с ними. Вследствие сложности вопроса эти сведения являются лишь введением в изучение устойчивости откосов в естественных грунтах.

Откосы в детрите

Термин *детрит* обозначает рыхлое скопление относительно крепких обломков горных пород, перемешанных с совершенно выветрившимися частицами. Детрит может образовывать поверхностный покров пологих скальных склонов, доходящий по толщине примерно до 6 м, или же может встречаться в виде осыпей у подножия крутых склонов скалы.

В сухом или постоянно дренированном состоянии детрит любого вида является, как правило, настолько устойчивым, что может легко сохранять стандартное заложение. Откосы 1:1 не являются необычными, и их устойчивость не обязательно нарушается за короткие периоды увлажнения. Однако имеются характерные исключения из этого правила. Детрит, образовавшийся из некоторых видов горных пород, может испытывать столь сильное воздействие насыщения водой, что он начинает течь даже на небольших склонах, как только степень увлажнения достигает определенного значения.

В некоторых районах Западной Виргинии, Южной Пенсильвании и Восточного Огайо периодические потоки такого типа возникают без всяких внешних причин на склонах всего в 10°. Само собой разумеется, что топография поверхности в этих районах в значительной мере обязана своим происхождением таким оползням. Рис. 152 воспроизводит фотографию оползня детрита вблизи Барбурсвилля в Западной Виргинии, а на рис. 153 показан профиль двойного оползня в этой же местности.

Характер этих потоков указывает на то, что они вызываются временной передачей веса сползающей массы с точек контакта между твердыми составными частями на поровую воду. Этот процесс аналогичен разжижению рыхлого водоносного песка (см. § 17). Однако структура детрита, в противовес структуре рыхлого песка, не чувствительна к толчкам; перераспределение нагрузки обусловлено другой причиной.



Рис. 152. Фотография оползня детрита при пологом откосе поблизости от Барбурсвилля, штат Западная Виргиния (США)

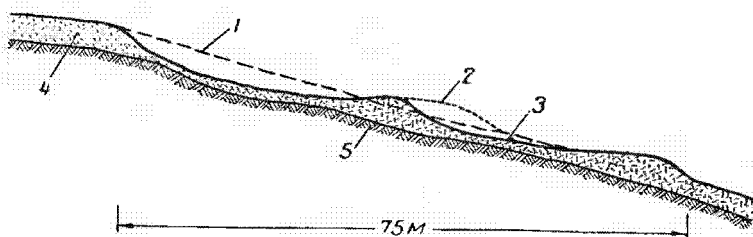


Рис. 153. Профиль двойного оползня в детрите (по Лэдду)

1 — первоначальная поверхность; 2 — поверхность после первого оползня; 3 — поверхность после второго оползня; 4 — выветрившийся глинистый сланец; 5 — неповрежденный глинистый сланец

Опыт показал, что оползни детрита на пологих склонах встречаются только в материале, состоящем из слабых, хрупких, частично выветрившихся обломков слоистого глинистого сланца или различных кристаллических сланцев. В особенности они распространены в детрите, содержащем обломки хлоритовых, слюдяных и тальковых сланцев. Во время каждого засушливого сезона эти обломки в какой-то мере распадаются. Под увеличившейся нагрузкой, обусловленной насыщением в течение следующего влажного сезона, некоторые из обломков разрушаются и их вес передается на воду.

К наиболее эффективным средствам предотвращения оползней детрита на пологих склонах относится надлежащее дренирование. Однако, поскольку слой детрита является обычно неглубоким (рис. 153), медленное течение его может быть также остановлено с помощью забивки свай сквозь движущийся материал в твердый материк. Обычно забивают несколько рядов под прямым углом к направлению потока.

Оползни на крутых склонах чаще всего происходят при таянии снега и реже во время сильных ливней. Характер обломков, по-видимому, не имеет значения. После того как оползень начался, насыщенный водой материал устремляется быстрым потоком в долину, перенося обломки горной породы размерами до нескольких кубических метров, сдвигая на своем пути мосты и распространяясь у устья долины наподобие веера. Эти оползни, известные как грязевые или грязекаменные потоки или сели, являются обычными в районах высоких гор во всех частях мира. На западном склоне гор в штате Юта в каждом каньоне можно найти остатки минимум одного селя. Поскольку оползни этого типа происходят независимо от относительной плотности или петрографического характера детрита и только на крутых склонах, то они, вероятно, вызываются исключительно гидродинамическим давлением фильтрующейся воды.

В Альпах наблюдалось, что селевым потокам обычно предшествовало высыхание источников, бьющих у вершины площади, покрытой материалом потока. Это явление указывает на временное увеличение объема пор этого материала перед сдвигом, аналогично увеличению коэффициента пористости образцов плотного песка перед разрушением в результате сдвига (§ 15).

Поскольку оползень детрита не может произойти без обильного количества воды, опасность таких оползней может быть исключена путем предотвращения временного насыщения. Это может быть достигнуто путем устройства глубокой дрены вдоль верхней границы защищаемой площади и путем покрытия поверхности этой площади слоем относительно непроницаемого грунта. Во многих случаях устройство одних только дренажей уже дает желаемый эффект.

Устойчивость склонов и выемок в песке

Песок любого типа, постоянно расположенный над уровнем воды, может рассматриваться как устойчивый грунт, в котором можно безопасно устраивать выемки со стандартными откосами. Плотные и средние пески, расположенные ниже уровня воды, также являются устойчивыми. Оползни могут происходить только в рыхлом водонасыщенном песке. Они вызываются внезапным разжижением (§ 17). Нарушение, ко-

торое влечет за собой оползень в песке, может быть вызвано ударом или быстрым изменением положения уровня воды. Как только движение началось, песок течет подобно жидкости и не останавливается, пока угол откоса не становится меньше 10° .

В некоторых районах оползни этого типа представляют собой повторяющееся явление. К этой категории принадлежат песчаные оползни вдоль берегов острова Зееланда в Голландии. Берега сложены из толстого слоя мелкого кварцевого окатанного песка. Угол откоса составляет всего около 15° . Тем не менее, раз в каждые несколько десятилетий, после исключительно высоких весенних приливов, структура песка

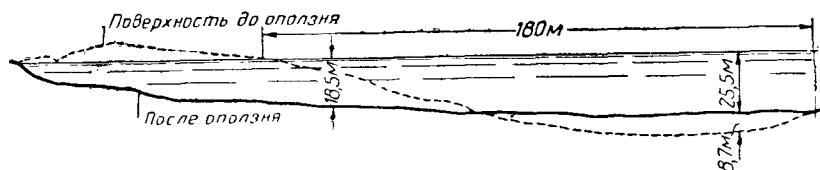


Рис. 154. Оползень вследствие разжижения песка на побережье Зееланда (по Мюллеру)

разрушается на коротком участке прибрежного пояса. Песок растекается и движется с большой скоростью в виде веерообразного слоя по дну прилегающей массы воды. Язык оползня всегда значительно шире, чем вершина. На рис. 154 показано сечение через один из таких оползней. Конечный наклон поверхности земли был менее 5° . Оползень, который произошел в Борселе в 1874 г., захватил приблизительно $1,5 \text{ млн. м}^3$ песка.

Поскольку расплывание песка встречается только в том случае, если он очень рыхлый, опасность оползня может быть уменьшена путем увеличения плотности песка. Этого можно достигнуть различными средствами, как например, забивкой свай или взрыванием небольших зарядов взрывчатки во многих точках внутри массы песка (§ 50).

Устойчивость выемок в лессе

Истинный лесс представляет собой связный эоловый грунт, имеющий размеры зерен в пределах примерно от 0,02 до 0,006 мм и низкий коэффициент однородности. Он состоит главным образом из угловатых и полуугловатых кварцевых зерен, которые слабо сцементированы друг с другом. Кроме того, он всегда содержит беспорядочную сеть более или менее вертикальных канальцев от корней. Сцепление в лессе обуславливается тонкими пленками слабо растворимого цемента-

рующего материала, который покрывает стенки корневых канальцев. Поскольку последние являются преимущественно вертикальными, лесс имеет тенденцию разрушаться в результате расщепления вдоль вертикальных поверхностей, и его проницаемость в вертикальном направлении очень велика по сравнению с проницаемостью в горизонтальном направлении. Его пористость может достигать 52%.

Когда лесс постоянно находится выше уровня воды, он является очень устойчивым грунтом, если не считать его слабой сопротивляемости эрозии. С другой стороны, лесс, покрытый водой на протяжении длительного времени, как правило, очень неустойчив вследствие высокой пористости и выщелачивающего действия воды. Выщелачивание удаляет цементирующие вещества и превращает лесс в почти несвязный материал, который будет неустойчивым, если пористость его примерно более 47% [49.4].

Влияние затопления иллюстрируется результатами экспериментов, проведенных в широком масштабе на лессовых плато в Среднеазиатских Советских республиках. Лесс там имеет среднюю пористость 50%.

В сухих выемках он сохраняет вертикальные неукрепленные откосы, имеющие высоту, превосходящую 15 м. Чтобы определить, останется ли этот грунт устойчивым, если вырыть в нем без крепления канал и заполнить его водой для ирригации, был проведен следующий опыт. Открытый котлован размером 48×18 м в плане и глубиной 3 м с откосами, имеющими заложение 1:1,5, был заполнен водой и уровень воды поддерживался неизменным путем возмещения потерь на просачивание. Через несколько дней откосы начали расползаться, а дно оседать. Этот процесс продолжался с уменьшающейся интенсивностью в течение примерно 6 недель. В конце этого периода окружающая поверхность растрескалась и осела на расстоянии примерно 6 м от первоначального края котлована, а дно осело приблизительно на 0,75 м. В пределах площади оседания и размокания лесс стал настолько слабым, что по нему невозможно было ходить.

Можно предполагать, хотя этого и нельзя утверждать с уверенностью, что прочность лесса вокруг такого канала можно было бы сохранить, обрабатывая смачиваемую поверхность канала битуминозным материалом.

Оползни в относительно однородной мягкой глине

Если откосы выемки в толстом слое мягкой глины имеют стандартное заложение 1:1,5, то оползень, как правило, происходит прежде, чем выемка достигнет глубины 3 м. Он связан с разрушением основания (см. § 31 и рис. 79,б) в виде выпирания вверх дна выемки. Если слой глины покрыт устойчи-

выми осадочными отложениями или если он имеет жесткую корку, то выпирание происходит, когда дно выемки достигает поверхности мягкого материала.

С другой стороны, когда слой плотной глины подстилает мягкую глину на небольшой глубине ниже дна выемки, разрушение происходит вдоль подошвенного или откосного круга скольжения, касательного к поверхности плотного слоя, так как дно не может выпучиваться (§ 31).

Если масса мягкой глины имеет неправильную форму, то положение поверхности скольжения, по-видимому, предопределяется этой формой. Рис. 155 иллюстрирует это положение. На нем показано сечение через оползень, который произошел во время строительства канала Седерталь в Швеции. Если бы пласт мягкой глины имел значительную мощность, то выпирание основания произошло бы приблизительно вдоль срединного круга. Однако наличие гравия ниже слоя мягкой глины исключало возможность выпирания основания, и оползень произошел по подошвенному кругу. Катастрофа произошла настолько быстро, что несколько рабочих было убито [49.5].

Опыт показал, что среднее сопротивление сдвигу вдоль поверхности скольжения в однородной глине равно примерно половине прочности на одноосное сжатие (см. [49.6] и [49.7], а также § 15). Поэтому коэффициент устойчивости откосов выемок, проектируемых в такой глине, может быть определен еще до строительства по методу, описанному в § 31. Однако необходимо подчеркнуть, что если сплошность глины нарушена прослойками песка либо ила, то результаты расчета могут оказаться недействительными. Причины этого указаны при рассмотрении вопросов, относящихся к неоднородной глине.

Глинистые потоки

После разрушения откоса в мягкой глине движение обычно прекращается, как только язык оползня (рис. 151) продвинется на небольшое расстояние от своего первоначального положения. Однако существует важное исключение из этого правила. Если чувствительность глины очень высокая (§ 8), то разрушение структуры, вызванное смятием, превращает глину в густую грязеподобную массу. Во время оползня в

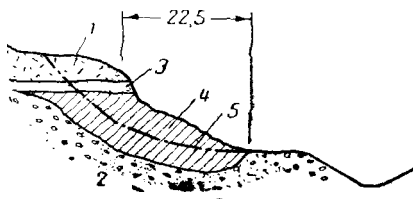


Рис. 155. Разрез по оползню при подошвенном круге скольжения в мягкой глине на канале Седерталь в Швеции

1 — насыпь; 2 — гравий; 3 — песок; 4 — глина; 5 — поверхность скольжения

такой глине движущаяся масса разбивается на глыбы, которые смазываются перематой частью глины. Смесь из глыб и смазывающего вещества является настолько подвижной, что она может течь на сотни или даже тысячи метров по почти горизонтальной поверхности. Движения этого вида называются глинистыми потоками, хотя их причины могут быть такими же, как и при обычных оползнях в глинах.

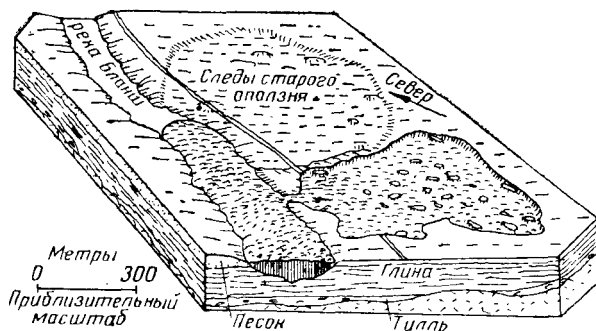


Рис. 156. Блок-диаграмма, иллюстрирующая основные характеристики оползня в очень илистой глине поблизости от Сен-Туриба, Квебек

Типичные глинистые потоки возникают время от времени без всякого искусственно созданного повода вдоль берегов северных притоков реки Св. Лаврентия в Квебеке. Блок-диаграмма на рис. 156 иллюстрирует основные особенности такого потока. Во время его движения прямоугольная площадь со стороной 520 м, параллельной, и 910 м, перпендикулярной к реке, осела на 4,5—9 м. В течение нескольких часов 2 700 тыс. м³ пылеватой глины переместилось в русло реки через брешь 60 м шириной. Русло было заполнено на протяжении больше 3 км и уровень воды выше по течению поднялся на 7,6 м.

Аналогичные потоки встречались и в других частях Канады, в штате Мэн в США и в Скандинавских странах [49.2], [49.8]. Характерные свойства грунтов, которые способны течь таким образом, пока еще полностью не изучены. Имеющиеся немногочисленные данные указывают на то, что эти грунты представляют собой либо очень мелкую горную муку, или очень пылеватую глину ледникового происхождения с влажностью гораздо выше предела текучести. На диаграмме пластичности (рис. 9) они попадают на участок неорганических глин низкой пластичности. Чрезмерное содержание воды, которое, по-видимому, характерно для этих грунтов, указывает на очень высокую степень чувствительности и, возможно, хорошо развитую скелетную структуру.

Наблюдения говорят о том, что движениям грунта предшествует обширная подземная эрозия, начинающаяся от источников у подножия откоса (рис. 59). Если ключи находятся под водой, то эрозия может не быть замеченной. Однако поскольку размеры тоннеля размыва увеличиваются с увеличением расстояния от места выхода ключа (см. § 59), возможно, что на некотором расстоянии от этого выхода пролет станет настолько большим, что кровля тоннеля обвалится. Вследствие высокой чувствительности обрушившаяся глина переходит в разжиженное состояние, после чего она может вытекать через неповрежденную часть тоннеля. Поток полужидкой глины вызывает дальнейшую эрозию, приводя к обвалу кровли в выходной части тоннеля. Если эта гипотеза подтвердится будущими, более тщательными, наблюдениями, то можно будет предотвращать такие оползни, покрывая поверхность грунта вблизи подошвы откоса обратным фильтром.

Оползни в жесткой глине

Почти всегда жесткая глина ослабляется сетью волосных трещин или зеркал скольжения. Если они делят глину на кусочки размерами 2—3 см или меньше, то откос может потерять устойчивость в процессе строительства или через небольшой промежуток времени после его окончания. С другой стороны, если расстояние между швами является большим, то разрушение произойдет через много лет после устройства выемки.

Оползни в глине с близко расположенными швами происходят, как только сдвигающие напряжения превысят среднее сопротивление сдвигу трещиноватой глины. Несколько оползней этого типа произошло в длинной железнодорожной выемке у Розенгартена неподалеку от Франкфурта в Германии. Заложение откосов составляло 1 : 3. Максимальная глубина выемки доходила до 30 м, и среднее напряжение на сдвиг вдоль поверхности скольжения у самой глубокой части выемки составляло около 1 кг/см^2 . Глина была очень жесткой, однако большие куски ее легко раскалывались на маленькие угловатые кусочки с блестящими поверхностями. Оползни начались непосредственно после окончания строительства и продолжались в течение 15 лет.

Попытки определить сопротивление сдвигу таких глин до строительства до тех пор не предпринимались. Тем не менее, вероятно, можно было бы установить эмпирическое соотношение между результатами испытаний на трехосное сжатие небольших ненарушенных образцов и средним сопротивлением сдвигу глины в естественных условиях. До сих пор никаких мер для обеспечения устойчивости, кроме уменьшения угла откоса, не проводилось. Попытки предотвратить или оста-

новить движение путем дренирования или инъекции цементного раствора не дали успеха.

Если расстояние между швами в глине больше примерно десятка сантиметров, то откосы могут оставаться устойчивыми в течение нескольких лет или даже десятилетий, после того как устроена выемка. То обстоятельство, что между разработкой выемки и разрушением откоса проходит известное время, свидетельствует о постепенном уменьшении сопротивления

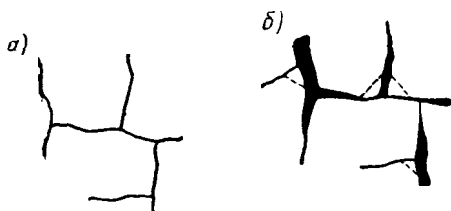


Рис. 157. Разрез через трещиноватую массу жесткой глины

а — закрытые старые трещины перед выемкой грунта; б — уменьшение напряжений заставляет трещины раскрыться, после чего циркулирующая вода размягчает глину, примыкающую к швам

грунта. Механика процесса расслабления, в соответствии с современными представлениями, иллюстрируется рис. 157. До экскавации глина является очень жесткой, и трещины совершенно закрыты. Уменьшение напряжений во время разработки вызывает расширение глины, в результате чего некоторые из трещин раскрываются.

Затем в них попадает вода,

которая размягчает глину, примыкающую к этим трещинам. Неравномерное разбухание вызывает раскрытие новых трещин, пока большие куски не распадутся и грунт не превратится в мягкую глинистую массу, содержащую твердые, еще не размокшие ядра. Оползень происходит, как только сопротивление сдвигу ослабленной глины становится слишком малым, чтобы противодействовать сдвигающим силам. Большинство оползней этого типа происходит по подошвенным кругам, захватывая относительно неглубокую массу грунта, так как сопротивление сдвигу глины быстро увеличивается с увеличением глубины от поверхности. Таким образом вода вызывает только разрушение структуры глины; гидродинамическое давление, по-видимому, не играет особой роли.

На рис. 158 показан оползень откоса железнодорожной выемки в очень жесткой трещиноватой глине. Заложение откоса 1:2,5, высота 15 м. Отчетливо видна характерная S-образная форма откоса после разрушения. Разрушение произошло примерно через 80 лет после того, как была сделана выемка. Никаких ключей или других признаков фильтрации воды не было обнаружено.

Изучение описаний различных подобных замедленных оползней в жестких глинах со швами на значительном расстоянии друг от друга показало, что среднее сопротивление сдвигу глины уменьшается от высокого первоначального значения во время разработки до значений в пределах между 0,2

и $0,35 \text{ кг/см}^2$ во время оползня. Поскольку процесс расслабления может протекать в течение многих десятилетий, было бы неэкономно выбирать заложение откосов выемки в таких глинах по минимальному предельному значению сопротивления сдвигу. Однако желательнее замедлить расслабление, насколько это возможно, путем дренирования полосы грунта, примыкающей к верхней бровке, шириной, равной глубине выемки, и путем такой обработки откосов, которая может уменьшить их проницаемость. Если позднее произойдут местные оползни, то они могут быть выправлены с помощью мероприятий местного характера. Если замедленные оползни угрожают человеческим жизням или вызывают чрезмерный материальный ущерб, то необходимо установить на откосе контрольные марки и вести периодические наблюдения, поскольку оползням этого типа всегда предшествуют деформации, увеличивающиеся с возрастающей интенсивностью по мере приближения момента разрушения. Когда деформации становятся угрожающими, откосы на участках, внушающих опасение, должны быть сделаны более пологими.

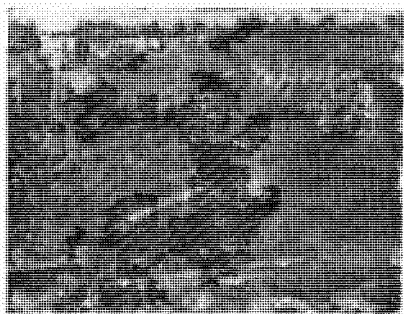


Рис. 158. Фотография оползня в очень жесткой трещиноватой глине

Для предотвращения оползней на угрожаемых участках с успехом применяются также каменные дренажи. Они представляют собой каменную кладку насухо в траншеях, проходящих вверх по откосу на расстоянии друг от друга около 4,5—6 м. Траншеи вырываются до глубины, несколько превышающей мощность размягчающегося слоя глины. Бетонная стена у основания откоса поддерживает нижние концы всех этих каменных «ребер». Благотворное действие конструкции этого типа обычно приписывается дренирующему действию ребер, но более вероятно, что основная их функция состоит в том, чтобы воспринимать часть веса неустойчивой массы глины через боковое трение и передавать эти силы на стену у подошвы откоса.

Устойчивость откосов в глинах, содержащих слои и карманы водоносного песка

Выше мы рассматривали устойчивость более или менее однородных грунтов. Наиболее важные неоднородные форма-

ции грунтов представляют собой слоистые отложения песка и глины, а также массы связного грунта, содержащие беспорядочные линзы и карманы песка или пыли.

Некоторые из перемежающихся слоев глины и песка или крупной пыли обычно являются водоносными в течение всего года или части года. Если в таком грунте делается выемка, то вода вытекает из откосов в различных точках или вдоль отдельных линий. Поэтому такие выемки обычно называются влажными. Они требуют к себе особого внимания, в особенности если слои падают в направлении к откосу. Ключи, которые вытекают из обнажений песчаных слоев, вызывают, очевидно, размягчение, а действие мороза может приводить также к растрескиванию. Поэтому принято пересекать водные жилы с помощью дрен, которые проходят вдоль подошвы водоносных слоев на глубине минимум 1,5 м, измеренной под прямым углом к откосу. Если слои глины мягкие или трещиноватые, то это может оказаться дополнительной причиной структурного расслабления. Следовательно, если выемка глубокая, то необходимо проверить ее устойчивость с тем, чтобы узнать, можно ли рекомендовать стандартные откосы или нет.

Массы связного грунта, содержащие беспорядочные линзы или карманы несвязного грунта, являются обычными в районах древних оледенений, где грунты осаждались в результате таяния льда, а затем деформировались периодическими подвижками ледяных массивов. Они встречаются также в местах прежних оползней, которые происходили в слоистых массах песка и глины.

Песчаные карманы внутри глины служат вместилищами воды. Во влажные периоды года они становятся местами значительного гидростатического давления, которое стремится вызвать движение кнаружи тех масс, в которых они расположены. По мере того как грунт движется кнаружи, он превращается в смесь водонасыщенного ила, песка и комьев глины, которая течет подобно глетчеру или густой вязкой жидкости.

Поскольку причиной потери устойчивости является давление воды, находящейся в песчаных карманах, стабилизации можно достигнуть с помощью дренажных штолен. Однако геологический профиль является обычно очень неправильным, и расстояние между дренами не может быть выбрано, пока грунтовые гидравлические условия не исследованы детально с помощью бурения, испытаний и периодических определений уровня воды. Эти последние требуют устройства наблюдательных скважин в соответствующих точках. Если дренаж устроен, то грунт может стать настолько устойчивым, что выемку можно делать со стандартными откосами.

Внезапное расползание глинистых откосов

Опыт показал, что разрушение глинистых откосов в результате внезапного расползания происходит циклами с периодами максимальной частоты деформаций через более или менее регулярные интервалы. Для этого типа разрушения характерно, что пологий глинистый откос, который мог быть

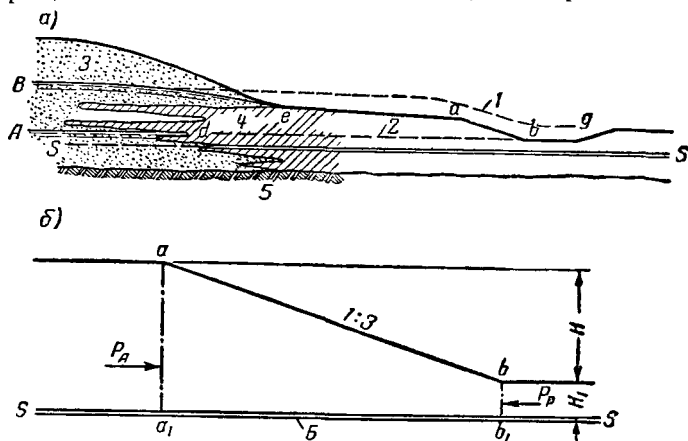


Рис. 159

a — геологические условия, при которых существует опасность разрушения откоса в результате горизонтального расползания; b — схема сил, которые действуют на грунт откоса ab ; 1 — пьезометрические уровни в $S-S$ во время исключительно влажного сезона; 2 — в сухой сезон; 3 — песок; 4 — глина; 5 — скала; 6 — водоносная прослойка мелкого песка

устойчивым в течение десятилетий или столетий, внезапно начинает двигаться широким фронтом. В то же самое время территория, расположенная перед фронтом оползня, выпирается на значительном расстоянии от подошвы. Наблюдения всегда устанавливали, что расползание происходит на значительной глубине от подошвы вдоль границы между глиной и подстилающим водоносным слоем либо линзой песка или пылеватого грунта.

Возможные причины этих внезапных и часто катастрофических деформаций откосов показаны на рис. 159, a . На нем изображен разрез через котлован, расположенный над толстым слоем мягкой глины, которая постепенно сменяется песком с левой стороны. Глина, которая имеет сцепление, равное в среднем c , содержит тонкие горизонтальные слои мелкого песка или крупной пыли вроде слоя $S-S$. Поровая вода в слое $S-S$ сообщается с водой в большом массиве песка, показанном с левой стороны рисунка. Сплошные линии Ad и Be

обозначают соответственно горизонты воды в песке во время засушливого и исключительно влажного сезонов. Пунктирные линии Ab и Bg обозначают соответствующие пьезометрические уровни для поровой воды в слое $S—S$.

В глине вырыта выемка глубиной H . Каждое горизонтальное сечение под ней, включая сечение по $S—S$, испытывает действие сдвигающих напряжений, так как залегающая сверху глина стремится осесть вертикально и расширяться горизонтально под влиянием собственного веса. Если давление поровой воды в слое $S—S$ невелико и соответствует пьезометрическому уровню Ab , то сопротивление сдвигу вдоль $S—S$ будет, как правило, значительно большим, чем сумма сдвигающих напряжений. Если это так, то устойчивость откоса зависит исключительно от сцепления глины c . Для любого угла откоса меньше 53° критическая высота откоса будет

$$H_c = 5,52 \frac{c}{\gamma}, \quad (49.1)$$

где γ является объемным весом глины (см. § 31). Если твердое основание подстилает слой глины на небольшой глубине от дна выемки, что соответствует низкому значению коэффициента глубины n_D (рис. 80), то критическая высота будет даже большей и увеличивается с уменьшением углов откоса вплоть до значения $9 c/\gamma$ для откоса в 20° , как это видно на том же самом рисунке.

Однако при затянувшемся дождливом периоде или при таянии снега на поверхности большого массива песка пьезометрический уровень в слое $S—S$ может подняться до положения, показанного линией Bg . Во время этого подъема полная нагрузка на слой $S—S$ интенсивностью p остается неизменной, но поровое давление u_w увеличивается. Поскольку слой $S—S$ состоит из почти несвязного грунта, сопротивление его сдвигу определяется уравнением

$$s = (p - u_w) \operatorname{tg} \varphi. \quad (15.3)$$

Следовательно, увеличение пьезометрических уровней для этого слоя соответствует снижению сопротивления сдвигу в любом горизонтальном сечении слоя. Как только среднее сопротивление сдвигу уменьшится до величины действующего среднего сдвигающего напряжения, откос над слоем $S—S$ разрушится в результате расползания, несмотря на то что он, возможно, все еще обладает надлежащим коэффициентом устойчивости против скольжения вдоль любой криволинейной поверхности, расположенной над $S—S$ или пересекающей ее.

Критическая высота откоса над $S—S$ ни при каких обстоятельствах не может быть меньшей, чем полученная при допущении, что поровое давление u_w равно p [уравнение

(15.3)], вследствие чего сопротивление сдвигу вдоль $S-S$ становится равным нулю. Смысл этого условия иллюстрируется рис. 159,б, на котором приведен вертикальный разрез по откосу ab в большем масштабе. В соответствии с уравнением (24.9) активное давление земли на вертикальное сечение aa_1 будет

$$P_A = \frac{1}{2} \gamma(H + H_1)^2 - 2c(H + H_1)$$

и, согласно уравнению (24.16), пассивное давление земли на bb_1 будет

$$P_P = \frac{1}{2} \gamma H_1^2 + 2cH_1.$$

Если сопротивление сдвигу по $a_1 b_1$ равно нулю, то откос будет на границе разрушения, когда P_A равно P_P , откуда

$$H = H_c = 4 \frac{c}{\gamma}. \quad (49.2)$$

Это значение приблизительно равно $3,85 c/\gamma$, которое в соответствии с рис. 80 представляет собой критическую высоту вертикального откоса. Следовательно, если поровое давление достаточно велико, чтобы исключить трение в прослойке $S-S$, то оно уменьшает критическую высоту откоса, расположенного над прослойкой, до величины, немного большей, чем критическая высота вертикального откоса, независимо от действительного угла откоса. Для пологих откосов влияние порового давления может уменьшать критическую высоту почти на 50%.

В период исключительно влажных лет или во время таяния исключительно толстого снежного покрова зеркало воды поднимается повсюду. Вследствие этого сопротивление сдвигу каждой водонесной прослойки уменьшается, и откосы, которые раньше всегда были устойчивыми, могут разрушиться. В 1915 г. произошел оползень на очень пологом склоне высотой около 12 м у Клэврак-Крик, поблизости от Гудзона, штат Нью-Йорк. Откос был расположен на ленточной глине, состоящей из чередующихся слоев глины и пыли толщиной примерно 10—12 мм каждый. Внезапно, без какой-либо видимой причины, откос переместился на расстояние 360 м, а поверхность перед откосом поднялась вверх на участке примерно 90 м. На длине около 180 м дно ручья поднялось над уровнем окружающей земли и этот подъем произошел настолько быстро, что рыба оказалась выброшенной на пологий водораздел, который занял место бывшего ручья. Электростанция, расположенная поблизости, разрушилась и находившиеся там люди погибли. Этот оползень является только одним из многих, которые произошли на ленточных глинах в долине реки Гудзон со времени их образования [49.10]. История этой долины ясно указывает на то, что оползни происходят чаще всего

с интервалами примерно в 20—25 лет, соответствующими годам максимального выпадения осадков.

Разница между гравитационными оползнями, вызванными недостаточным сцеплением в глине, и оползнями, обусловленными расползанием слоев глины, иллюстрируется рис. 160, а и б. В противоположность оползням типа а, оползни типа б происходят почти внезапно. Вполне возможно, что им даже

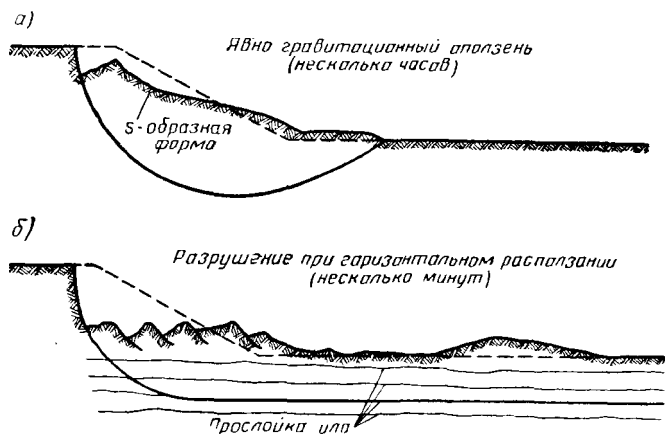


Рис. 160. Поперечный разрез через типичный оползень в ленточной глине

а — если поровое давление является несущественным; б — если поровое давление в слоях или почти равно давлению от вышележащих слоев

не предшествуют поддающиеся измерению деформации массы грунта, который затем разрушается, потому что слабое место расположено не в самой глине, а только на границе между глиной и ее основанием. Кроме того, критическая высота откосов в однородной глине зависит только от угла откоса и среднего сцепления c , в то время как критическая высота откосов в глине, расположенной на водоносных прослойках или на слоях грунта без сцепления, зависит в значительной степени от порового давления u_w в этих прослойках. По мере того как поровое давление увеличивается, критическая высота уменьшается и приближается к значению H_c по уравнению (49.2), независимо от величины угла откоса. Следовательно, если высота откоса в глине с водоносными прослойками песка и пылеватого грунта больше, чем H_c , то нельзя сказать ничего определенного относительно коэффициента устойчивости откоса, если неизвестно поровое давление.

Грубая оценка максимального возможного значения порового давления в водоносных прослойках может быть дана на основании общей геологии и физической географии района. Од-

нако истинное значение порового давления не может быть вычислено ни с помощью теории, ни на основании лабораторных испытаний. Оно может быть определено только в полевых условиях с помощью наблюдений по манометрам. Следовательно, если могут существовать предпосылки оползня типа, показанного на рис. 160, б, то инженер должен оценить практические последствия такого оползня. Если самое большее, что он может вызвать, сводится к задержке транспорта, то инженер вправе проводить строительство без особых предосторожностей, отдавая себе отчет в том, что оползень может произойти через несколько лет или десятилетий после окончания строительства. С другой стороны, если оползень угрожает человеческим жизням или серьезным материальным ущербом, то установка манометров и периодические наблюдения за поровым давлением являются обязательными. Каждый раз, когда расчет устойчивости, основанный на результатах отсчетов по измерительным приборам, указывает, что предел безопасности для откоса близок, здравый смысл требует, чтобы опасность была устранена путем устройства дрена, могущих поддерживать поровое давление в водоносных прослойках в безопасных пределах.

Выводы

При выборе трассы для шоссе, железной дороги или площадки для проектируемого сооружения, для которого необходимо устройство выемок, требования предъявляемые к искусству инженера, зависят в значительной степени от характера местности. Проектирование и сооружение выемок при благоприятных грунтовых условиях широко стандартизировано, однако, если встречены ненадежные грунты, то инженер должен обладать самой высокой квалификацией. Это определяется бесконечным разнообразием комбинаций грунтовых и гидравлических условий, которые могут привести к оползням, и отчасти тем, что экономические соображения в большинстве случаев требуют радикального отказа от обычных стандартов безопасности. Инженер должен быть способен различать благоприятные, неблагоприятные и очень ненадежные грунты на основании видимых на поверхности признаков и выборочных разведочных скважин. Он должен также уметь мысленно представить себе наиболее серьезные трудности в строительстве, которые могут иметь место в тех или иных условиях, и дать оценку соответствующим расходам и задержкам.

Если ненадежных грунтов нельзя избежать, то инженер должен суметь решить следующие задачи:

а) определить местонахождение наиболее критических участков и исследовать их путем отбора проб и испытаний;

б) выбрать углы откоса на основании разумного компромисса между требованиями экономии и безопасности;

в) разработать проект системы дренирования, если она необходима;

г) подготовить план наблюдений, которые должны быть проведены во время строительства, чтобы устранить неопределенность в оценке характера грунтов и исключить риск аварии;

д) стабилизировать те откосы, которые начинают двигаться, с минимальными расходами и в кратчайшие сроки.

Ранее было ясно показано, что никакие твердые и определенные правила не могут быть установлены для решения любой из этих задач. Теория устойчивости откосов (§ 31) может быть успешно использована лишь в тех редких случаях, когда выемка должна быть сделана в довольно однородной массе мягкой и средней глины. В случае других грунтов или комбинаций грунтов все зависит от умения инженера распознать факторы, которые определяют устойчивость данной грунтовой формации, от его способности предугадать могущие возникнуть при строительстве осложнения еще тогда, когда проект находится в стадии разработки, и от его изобретательности при устранении этих осложнений в ходе строительства.

Развитие этих жизненно важных качеств требует от инженера знания геологии и детального знакомства с законами, которые определяют взаимодействие между водой и различными типами грунта. Эти законы изложены в части А этой книги. Они должны быть пополнены широким изучением строительного опыта в области разработки выемок и борьбы с оползнями. Личный опыт может дать только часть этих знаний; не менее важным является опыт, обобщенный в литературе по этому вопросу.

Знание предшествующего опыта может быть использовано при предсказании поведения данной массы грунта, обладающего аналогичными важными свойствами. Практическое значение прежних наблюдений в значительной мере обесценивается отсутствием надежных сведений о типе и состоянии грунтов и о гидравлических условиях, которые обуславливали наблюдавшиеся явления. Тем не менее, в настоящее время эти наблюдения все еще продолжают оставаться единственным источником информации, так как надлежащая полнота соответствующих данных встречается редко.

ЛИТЕРАТУРА

49.1 G. E. Ladd, Landslides, subsidences and rock-falls, „Proc. Am. Rwy. Eng. Assoc.“, vol. 36, 1935, стр. 1091—1162.

Поучительный обзор оползней, происшедших до 1934 г., и методов их стабилизации. Обширная библиография. Предлагаемая классификация деформаций земли представляется слишком сложной для инженерных

целей, а заключения о физических причинах некоторых из описанных явлений являются спорными.

49.2. C. F. S. Sharpe, *Landslides and related phenomena*. New-York, 1938.

Классификация и обзор оползней как геологического явления. Обширная библиография.

49.3. F. Müller, *The sand slides of Zeeland province*. Berlin, 1898.

Детальное описание оползней вследствие разжижения песка, включая результаты механического анализа.

49.4. A. Scheidig, *Loess*, Dresden, 1934.

Монография о лессах в связи с их использованием в строительстве.

49.5. См. 44.6.

49.6. K. Terzaghi, *Stability of slopes of natural clay*, Proc. Intern. Conf. Soil meeh. Cambridge, Mass., 1936, vol. I, стр. 161—165.

Числовые данные о сопротивлении глинистых грунтов сдвигу в полевых условиях.

49.7 A. W. Skempton, *A slip in the West bank of the Eau Brink Cut*, „J. Inst. Civil Engrs“, London, vol. 24, 1945, стр. 267—286. Дискуссия стр. 535—553.

Оползень откоса в старой, постоянно затопляемой паводком выемке. Статья иллюстрирует неопределенность результатов испытания глины на сдвиг в полевых условиях.

49.8. E. A. Hodgson, *The marine clays of eastern Canada and their relation to earthquake hazards*, „J. Royal Astron. Soc. Can.“, vol. 21 1927, стр. 257—264.

Описание оползней течения в пылеватой глине.

49.9. V. Pollack, *Concerning slides in soils of glacial origin and the need for a classification of soils*, „Jahrb. geol. Reichsanstalt“, Wien, vol. 67, 1917. Н. 3 and 4.

Оползни в жесткой трещиноватой глине в Розенгартене, Германия.

49.10. D. H. Newland, *Landslides in unconsolidated sediments*, „N. Y. State Museum Bull.“, 187. Albany. 1916.

Описание расположения откосов.

49.11. A. H. Toms, *Folkestone Warren landslips: research carried out in 1939 by the Southern Railway Company*, Inst. Civil Eng., London, Rwy. Eng. Div., Railway Paper, № 19.

Результаты тщательного и квалифицированного изучения характеристик и причин оползня в жесткой глине. Результаты испытаний грунта.

§ 50. УПЛОТНЕНИЕ ГРУНТОВ

Цель и методы уплотнения грунтов

В предыдущем параграфе рассматривалась устойчивость масс грунта в их естественном состоянии. В результате экскавации грунта и его отсыпки без принятия специальных мер средняя пористость, проницаемость и сжимаемость грунта увеличиваются, а сопротивление внутреннему размыву просачивающейся водой значительно уменьшается. Поэтому даже в древние времена было принято уплотнять насыпи, которые предназначались для использования в качестве плотин или дамб. С другой стороны, не принималось никаких специальных мер для уплотнения дорожных насыпей, так как поверхность дорог является достаточно гибкой, чтобы оставаться неповрежденной при осадке насыпи. До самого последнего времени железнодорожные насыпи также строились путем

рыхлой отсыпки и им давали затем возможность осесть под действием собственного веса в течение нескольких лет, прежде чем укладывался высококачественный балласт.

Осадки неуплотненных насыпей не создавали серьезных неудобств до тех пор, пока быстрое развитие автомобильного транспорта не предъявило в начале XX в. возросших требований к твердой поверхности дорог. Вскоре было обнаружено, что бетонные дороги на неуплотненных насыпях разрушаются и что поверхность высококачественных покрытий других типов становится очень неровной. Чтобы избежать таких нежелательных явлений, требовалась разработка методов уплотнения грунта, удовлетворяющих требованиям экономичности и эффективности. Одновременное расширение строительства земляных плотин явилось дополнительным стимулом для разработки методов уплотнения.

Проведенные исследования привели к заключению, что ни один метод уплотнения не может быть одинаково пригодным для всех типов грунтов. Кроме того, степень уплотнения данного грунта в результате определенной процедуры зависит в значительной мере от его влажности. Максимальная степень уплотнения получается при так называемой оптимальной влажности. Процедура поддержания влажности, близкой к оптимальной, во время уплотнения насыпи называется управлением влажностью.

В настоящее время все еще недостаточно понимают соотношение между влажностью грунта во время сооружения насыпи и степенью уплотнения, с одной стороны, и физическими характеристиками насыпи на протяжении всего периода ее существования — с другой. Изменение сопротивляемости, прочности и проницаемости насыпи с возрастом и с изменением влажности заслуживает значительно большего внимания, чем то, которое уделялось ему до сих пор. Поэтому остальная часть этого параграфа почти не содержит никаких данных относительно свойств уплотненных грунтов. Она занимается в первую очередь способами строительства.

В следующем обзоре существующие методы уплотнения искусственных насыпей подразделяются на три группы: методы уплотнения несвязных грунтов; методы уплотнения песчаных и пылеватых грунтов с умеренным сцеплением и методы уплотнения глин. Наконец, рассматриваются способы уплотнения естественных грунтов в их природном залегании.

Уплотнение несвязных грунтов

Методы уплотнения песка и гравия, расположенные в порядке уменьшающейся эффективности, являются следующими: *вибрация, полив и укатка*. На практике применяются также комбинации этих методов.

Вибрация может быть осуществлена проще всего путем ручного или пневматического трамбования либо ударами тяжелых грузов, падающих на грунт с высоты в несколько десятков сантиметров.

Однако эффект уплотнения в результате этих приемов является весьма различным, так как он зависит в значительной степени от частоты вибраций (см. § 19 и рис. 43). Если частота f_1 вибрации меньше чем примерно половина критической частоты f_0 для грунта, то пульсирующая сила вызывает относительно небольшую осадку. Дальнейшее увеличение частоты вызывает быстрое увеличение осадки и соответствующее уменьшение пористости. Если f_1 приблизительно равно f_0 , то осадка в 20—40 раз больше, чем вызванная эквивалентной статической нагрузкой.

Частота вибраций, необходимая для того, чтобы вызвать максимальное уплотнение, в известной мере различна для различных грунтов. Поэтому были сделаны попытки создать вибраторы с регулируемой частотой. В Германии были созданы 24-т вибраторы с переменной частотой, смонтированные на тракторах (см. § 19). Во время работы вибрации передаются на трамбуемую плиту, имеющую площадь 8 м². С помощью этого оборудования слои толщиной около 2 м могут быть уплотнены со скоростью примерно 500 м² в час.

Уплотнение с помощью полива основывается на том, что гидродинамическое давление фильтрующейся воды разрушает неустойчивые группы зерен. Такое уплотнение является менее эффективным, чем уплотнение с помощью вибрации. Для уплотнения дорожных насыпей применялись два различных метода полива. При одном методе песок отсыпается валами вдоль обеих сторон рабочей поверхности и смывается по направлению к центру струями воды, имеющими давление у сопел, равное от 4 до 5 ат. Образующийся осадок имеет до известной степени характер намывной насыпи. При втором методе вода наливается в мелкие пруды на рабочей поверхности, так что она фильтрует сквозь отсыпанный предварительно песок и уходит через откосы насыпи у ее подошвы. Оба метода требуют около 1,5 м³ воды на 1 м³ песка. В результате сравнения пористости насыпи до и после такой обработки было установлено, что степень уплотнения, достигаемая обоими методами, является относительно низкой. Однако мнения относительно уплотняющего действия полива все еще расходятся [50.1].

Использование катков для уплотнения сыпучих грунтов является относительно мало эффективным. Лучшие результаты получаются, если песок насыщен водой. Однако в чистом песке вода всегда быстро стекает и может оказаться практически неосуществимым поддержание состояния насыщения.

В США принято уплотнять песчаные насыпи с помощью

катков на прицепе у гусеничных тракторов. Во время укатки насыпь можно поливать водой. Вибрации от мотора трактора играют в этом способе существенную роль. Обычно требуется от 6 до 8 проходов этого оборудования по каждому месту, чтобы достигнуть умеренной степени уплотнения, при условии, если песок отсыпается слоями толщиной не более 30 см [50.2].

Уплотнение песчаных или пылеватых грунтов с умеренным сцеплением

С увеличением сцепления уплотняющее действие вибрации сильно уменьшается, потому что даже незначительная связь между частицами мешает им перемещаться в более устойчивое положение. Кроме того, низкая проницаемость таких грунтов делает полив неэффективным. С другой стороны, послойное уплотнение с помощью катков дает очень удовлетворительные результаты.

Широко употребляются два типа катков: катки с пневматическими шинами и кулачковые катки. Катки с пневматическими шинами лучше всего подходят для уплотнения непластичных видов пылеватых грунтов, в то время как кулачковые катки наиболее эффективны для пластичных грунтов с относительно низким сцеплением.

Катки с пневматическими шинами состоят из рядов автомобильных шин, смонтированных на двух осях, одна впереди другой. Этот агрегат нагружают так, чтобы он создал давление минимум 350 кг на 1 м оси. Опыт показывает, что необходимо от 8 до 10 проходов при слоях толщиной от 10 до 15 см.

Кулачковые катки снабжены одним кулачком на каждые 0,1 м² их поверхности. Эти катки, которые используются обычно при строительстве земляных плотин, имеют диаметр приблизительно 1,5 м и длину приблизительно 2,5 м. С нагрузкой они весят около 17 т. Кулачки имеют длину от 15 до 22,5 см и сечение от 45 до 80 см². В зависимости от размеров кулачков контактное давление колеблется в пределах примерно от 0,15 до 0,3 кг/см². Несколько меньшие и более легкие катки широко используются для уплотнения дорожных насыпей. Были успешно испытаны значительно большие и более тяжелые катки [50.3]. При обычном оборудовании толщина слоев до уплотнения не должна превышать 25—30 см. Необходимое число проходов должно быть определено в полевых условиях с помощью испытаний на малых экспериментальных насыпях. Удовлетворительное уплотнение обычно достигается после 8—12 проходов катка [50.4].

При любом типе уплотняющего оборудования и любой степени связности грунта эффективность уплотнения зависит в значительной мере от влажности грунта. Это утвержде-

ние в особенности справедливо для почти непластичных однородных мелкозернистых грунтов. Если содержание воды не является почти точно равным оптимальному значению, то такие грунты вообще не могут быть уплотнены.

Большинство существующих в настоящее время методов определения оптимальной влажности идентично методу Проктора [50.5]. В соответствии с этим первоначальным методом пробу грунта высушивают, превращают в порошок и разделяют на две части с помощью сита № 4*. Около 2,5 кг более мелких частиц смачивают небольшим количеством воды и основательно перемешивают, чтобы создать увлажненную смесь, которую затем укладывают тремя равными слоями в цилиндрический контейнер стандартных размеров. Каждый слой уплотняют 25 ударами стандартной трамбовки, падающей с высоты 30 см. Когда цилиндр наполнен и излишний грунт срезан на уровне его верха, определяют объемный вес и влажность грунта. По этим величинам может быть вычислен объемный вес скелета (плотность).

Аналогичным образом определяют плотность для все более и более влажных смесей, пока объемный вес скелета после уплотнения не станет значительно уменьшаться с увеличением влажности. Оптимальная влажность по методу Проктора представляет собой такую влажность, при которой плотность скелета является максимальной.

Как в полевых условиях, так и в лаборатории оптимальная влажность зависит не только от характера грунта, но в значительной степени и от метода уплотнения. Кроме того, любой из способов уплотнения грунта при строительстве может быть осуществлен при помощи оборудования самого различного веса. В настоящее время наблюдается тенденция использовать все более и более тяжелые катки [50.3], а с увеличением их веса влажность, соответствующая максимальному уплотнению, уменьшается. Следовательно, нельзя ожидать, что стандартные испытания любого характера, включая сюда и испытание Проктора, дадут результаты, имеющие общее значение. Окончательные данные, касающиеся оптимальной влажности, могут быть получены только в результате проведения в широком масштабе испытаний в полевых условиях с тем оборудованием для уплотнения, которое должно быть использовано на работах.

В течение некоторого времени делались попытки разработать лабораторный метод, более близко соответствующий обычным типам уплотняющего оборудования, чем метод Проктора. Эти попытки привели к различным видоизменениям первоначального способа, но тем не менее до сих пор еще не создана методика, которая была бы принята повсеместно.

* Отверстие такого сита несколько меньше 5 мм (точно 4,76 мм).

Типичные кривые влажность — плотность для различных грунтов показаны на рис. 161. Они получены с помощью стандартного метода Проктора. Кривая *a* обозначает соотношение «влажность — плотность» для смеси песка и глины, *b* — для

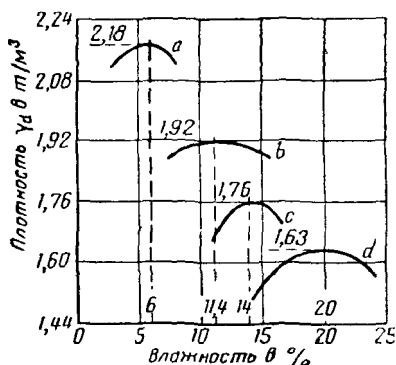


Рис. 161. Типичные кривые влажность-плотность для различных грунтов

a — хорошо подобранный песок с небольшим процентом глины; *b* — глина низкой пластичности; *c* — неорганический непластичный ил; *d* — глина высокой пластичности

глинистого грунта с низкой сжимаемостью, *c* — для однородной крупной пыли с низкой сжимаемостью и *d* — для глины с высокой сжимаемостью.

Если влажность грунта в полевых условиях больше оптимальной, то он должен быть высушен в хранилище. Если она меньше, то вода должна быть введена дополнительно в карьер или же перед уплотнением с помощью разбрызгивания. При тщательной работе обычно возможно поддерживать влажность в пределах отклонения не более чем на 2 или 3% от оптимальной. Однако для однородных непластичных грунтов с

незначительным сцеплением можно требовать еще большего приближения к оптимальной влажности.

Объемный вес и влажность грунта контролируются в полевых условиях стандартным отбором проб и их испытанием [50.4], [50.6]. Чтобы определить объемный вес, в уплотненном грунте выкапывают ямку объемом минимум 1,5 дм³, и вынутый материал осторожно собирают и взвешивают прежде чем его влажность могла бы измениться в результате испарения. Объем вынутого материала обычно измеряют путем заполнения ямки рыхлым песком, объемный вес которого в этом состоянии известен. Песок высыпают из контейнера, который взвешивают до и после наполнения ямки. Приближенное значение влажности может быть быстро получено путем определения потери в весе при высушивании пробы в чашке, находящейся на горячей плите. Однако при наличии известного опыта такой работы контролер может определить влажность достаточно точно по внешнему виду и строению материала. При некоторых условиях влажность может быть быстро определена с помощью прибора для пенетрации в маленьком масштабе, называемого иглой пластичности [50.5]. Если материал, который должен использоваться для насыпи, является непостоянным по своему характеру, или место работы

расположено в районе с частыми дождливыми периодами, то выполнение требований относительно влажности может значительно повысить расходы на сооружение насыпи.

Влажность, при которой грунт уплотняется, оказывает влияние на все физические свойства уплотненного грунта, включая проницаемость. Опыт свидетельствует о том, что увеличение первоначального содержания воды от значения несколько ниже оптимального до значения несколько выше оптимального вызывает сильное уменьшение коэффициента фильтрации. Это уменьшение, по-видимому, будет возрастать с увеличением содержания глины в грунте. На материале ядра для плотины Мад-Маунтейн, который содержал 3% глины с высоким процентом монтмориллонита, было установлено, что увеличение влажности от величины на 2% ниже оптимальной до величины на 2% выше оптимальной уменьшало коэффициент фильтрации примерно в 10 тыс. раз [50.7]. Столь значительное влияние представляет собой, возможно, редкое исключение, но внимания заслуживает даже и менее существенный эффект.

Уплотнение глины

Если естественная влажность глины в карьере не является близкой к оптимальной, то может оказаться очень трудным довести ее до оптимального значения. Это в особенности справедливо, если влажность слишком высока. Поэтому производитель работ, возможно, будет вынужден использовать глину приблизительно в том состоянии, в котором она встречается в естественных условиях.

Экскаваторы отбирают глину из карьера комьями. Отдельный ком глины не может быть уплотнен ни одним из способов, которые только что упоминались, потому что ни вибрация, ни давление в течение короткого промежутка времени не могут вызвать сколько-нибудь заметного изменения влажности глины. Однако использование кулачковых катков является эффективным для уменьшения промежутков между комьями. Наилучшие результаты получаются, если влажность незначительно выше, чем предел пластичности. Если же она значительно больше, то глина налипает на каток, или каток погружается в грунт. Если она значительно меньше, то комья не поддаются деформации, и промежутки остаются открытыми.

Использование довольно жесткой глины при строительстве плотины может повлечь за собой опасность последующего расширения от набухания при соприкосновении с водой. Если набухание не является равномерным, то, очевидно, образуются трещины, в результате чего структура глины может разрушиться и откосы могут начать размокать. Сильно переуплотненные глины и глины с высоким числом набухания (§ 13)

должны при настоящем уровне наших знаний использоваться для строительства плотин с большой осторожностью. Если C_s [уравнение (13.5a)] превышает по величине $\sim 0,07$, то глина, очевидно, будет чрезмерно набухать.

Характеристики набухания насыпи, состоящей из укатанных комьев переуплотненной глины, можно также исследовать путем испытания образцов в том состоянии, в котором глина будет находиться в насыпи. Каждую пробу помещают в кольцо для консолидации и подвергают давлению, равному тому, которое будет действовать на глину в каком-либо месте насыпи. Затем впускают через пористые камни воду, после чего измеряют увеличение в объеме. О пригодности материала судят по величине набухания.

Проведение испытаний на набухание и интерпретация результатов требуют значительного опыта, и выводы нельзя делать без некоторых оговорок. Например, некоторые удачные плотины высотой больше 30 м были построены из глины, для которой $C_s = 0,09$. Следовательно, в настоящее время еще нельзя сформулировать правила, имеющие общее значение.

В Великобритании и ее доминионах были сооружены земляные дамбы с довольно проницаемыми внешними призмами и с ядрами из пластичной глины такой консистенции, что глину можно разрабатывать и укладывать на место лопатой. Чтобы сделать возможной работу лопатой, влажность глины поддерживают примерно посредине между пределами текучести и пластичности. Если глина в карьерах имеет меньшую влажность, то последнюю повышают, пропуская глину через глиномялку. Этот метод общепринят для обработки глин, используемых для ядер в плотинах водохранилищ коммунального водного хозяйства Лондона. Непроницаемые ядра, созданные таким образом, называются ядрами из перемятой глины. Влажность перемятой глины не должна быть такой высокой, как у размоченной глины, которую бросают в воду, причем она размягчается настолько, что становится слишком мягкой для работы с лопатой.

Уплотнение естественных масс грунта и существующих насыпей

Естественные пласты и существующие насыпи не могут уплотняться послойно. Этот факт исключает применение большинства методов, описанных выше, потому что эффективный уплотняющий фактор должен был бы действовать внутри массы грунта. Метод, который является наиболее подходящим для данной работы, должен быть выбран в соответствии с характером грунта.

Сыпучий песок можно уплотнять наиболее эффективно с помощью вибрации. Самый простой метод создания вибрации на значительной глубине состоит в забивании свай. Когда сваи забиваются в рыхлый песок, поверхность грунта между сваями обычно оседает, несмотря на вытеснение песка сваями. В одном случае, после того как набивные бетонные сваи длиной 13,5 м были устроены на расстоянии в 90 см между центрами в мелком песке ниже зеркала воды, поверхность грунта осела на 90 см, хотя объем свай был эквивалентен только слою толщиной 30 см. Забивка свай уменьшила пористость песка примерно с 44 до 38%.

В другом случае сваи были забиты, чтобы уплотнить слой песка, простирающийся на 15 м ниже зеркала воды. Стальные трубы, которые позже снова извлекались, были частично заполнены смесью песка, гравия и туфа и затем забиты в грунт. Во время забивки поверхность осела примерно на 45 см, и средняя пористость песка уменьшилась от 42 до 35%. Независимо от этого была проведена проверка степени уплотнения путем измерения интенсивности распространения упругих волн. Вследствие уплотнения эта интенсивность возросла приблизительно от 300 м/сек, что является обычным значением для рыхлого песка, до примерно 1200 м/сек, что соответствует мягкому песчаннику. Поскольку забивка свай не является эффективной для уплотнения самых верхних слоев, то верхний 2-м слой песка в этом сооружении был уплотнен с помощью вибратора весом 24 т, который описан выше.

На тех же самых работах был использован второй метод, известный под названием виброфлотационного метода. Механизм для уплотнения состоит из вибратора, объединенного с устройством для нагнетания воды в окружающий песок. Вначале вибратор с помощью подмыва вводится в песок до глубины, в пределах которой он должен быть уплотнен, а затем постепенно снова извлекается. Уплотнение производится во время движения вверх благодаря вибрации в комбинации с действием струи воды [50.8]. Песок уплотняется в цилиндрическом пространстве, имеющем диаметр 2,5—3 м. Стоимость такого уплотнения невысока. Однако этот метод является наиболее успешным в чистом песке. Если песок содержит примесь пыли или глины, то результаты могут быть неудачными.

Удовлетворительное уплотнение толстых пластов очень рыхлого песка было достигнуто также с помощью взрыва небольших зарядов динамита во многих точках внутри пласта. В одном из таких пластов, простиравшемся от поверхности грунта до глубины от 4,5 до 9 м, были взорваны 3,5-кг заряды 60%-ного динамита на глубине 4,5 м. Вибрация, вызванная взрывами, уменьшила пористость песка от начального значе-

ния, равного 50%, до 43%. Предпосылки для успешного применения этого метода являются теми же самыми, что и для применения виброфлотационного метода [50.9].

Песчаные грунты с некоторым сцеплением и существующие связные насыпи также могут быть уплотнены с помощью забивки свай. Однако уплотнение таких грунтов обуславливается не вибрацией, связанной с забивкой, а статическим давлением, которое уменьшает объем порового пространства. Если грунт расположен выше уровня воды и поры в значительной степени заполнены воздухом, то действие уплотнения в результате забивки свай является обычно вполне удовлетворительным. Однако если грунт расположен ниже уровня воды, то это действие быстро уменьшается с уменьшением проницаемости грунта. Чтобы облегчить удаление воды, может быть применен гравийный дренаж. Так, например, для уплотнения рыхлой засыпки из мергеля в ячеистой шпунтовой перемычке был применен следующий способ. Стальные трубы диаметром 25 см были забиты в засыпку. Нижний конец каждой трубы был закрыт слабо прикрепленным стальным диском, который оставался в грунте, когда труба вытаскивалась. После того как труба забивалась до подошвы засыпки, ее наполняли смесью из гравия и песка и снабжали герметическим колпачком. Затем труба поднималась в результате накачивания в нее сжатого воздуха под давлением в 1,4—2,1 ат. Давление воздуха удерживало стенки из мягкого грунта на месте и мешало им выжиматься внутрь, тогда как гравий высыпался из трубы в скважину. Вертикальные колонки из песка или гравия, созданные в грунте этим или другим аналогичным способом, называются *песчаными сваями*. Консолидация окружающего грунта может быть ускорена откачиванием или отводом воды из песчаных свай [50.10].

Мягкий пылеватый грунт ниже зеркала воды переходит в результате забивки свай в полужидкое состояние. Следовательно, вместо уплотнения грунта процесс забивки свай, по крайней мере временно, ослабляет грунт. Если уплотнение таких слоев практически целесообразно, то оно может быть достигнуто лишь в результате дренирования каким-либо способом (§ 47). Это положение остается в силе также и в отношении слоев мягкой глины. В одном случае оказалось эффективным осушение путем нагнетания в систему штреков горячего сухого воздуха [50.11]. В других случаях вода была откачана из водоносных слоев песка, содержавшихся в глин. Когда встречаются такие слои, то скорость консолидации и конечный коэффициент пористости могут быть определены с помощью теории и результатов испытаний на консолидацию. Кривые на рис. 108 могут быть использованы для определения скорости процесса.

ЛИТЕРАТУРА

50.1. W. L o o s, Comparative studies of the effectiveness of different methods for compacting cohesionless soils, Proc. Intern. Conf. Soil mech., Cambridge, Mass., 1936, vol. III, стр. 174—179.

Опыты, показывающие относительно неэффективность полива.

50.2. Compaction tests and critical density investigation of cohesionless materials for Franklin Falls dam, Boston, 1938.

50.3. O. J. P o r t e r, The use of heavy equipment for obtaining maximum compaction of soils, Techn. Bull. 109, 1946. Am. Road Builders Assoc.

50.4. L. W. H a m i l t o n, Compaction of earth embankments, Proc. Highway Research Board, vol. 18, 1938, Part 2, стр. 142—181.

50.5. R. R. P r o c t o r, Four articles on the design and construction of rolled—earth dams. „Eng. News-Rec“, vol. 111, 1933, стр. 245—248, 286—289, 348—351, 372—376.

Авторское описание метода Проктора.

50.6. H. F. P e c k w o r t h, Field control of compacted earth fill, „Civil Eng.“, vol. 9, 1939, стр. 221—226.

50.7. A. S. C a r y, Permeability of Mud Mountain core material „Trans. ASCE“, vol. 108, 1943, стр. 719—728. Дискуссия стр. 729—737.

Опыты, показавшие большое увеличение проницаемости уплотненного грунта насыпи, если его влажность при укатке ниже оптимальной.

50.8. S. S t e u e r m a n n, A new soil compacting device. „Eng. News-Rec.“, vol. 123, 1939, стр. 87—88.

50.9. A. K. B. L y m a n, Compaction of cohesionless foundation soils by explosives, „Trans. ASCE“, vol. 107, 1942, стр. 1330—1348.

50.10. M. M. F i t z H u g h, Shipways with cellular walls on a marl foundation, „Proc. ASCE“. Nov. 1945, стр. 1327—1353.

Описание песчаных свай, стр. 1336—1339.

50.11. R. A. H i l l, Clay stratum dried out to prevent landslips, Civil Eng., vol. 4, 1934, стр. 403—407.

§ 51. ПРОЕКТИРОВАНИЕ НАСЫПЕЙ, ДАМБ И ЗЕМЛЯНЫХ ПЛОТИН

Основные типы земляных насыпей

Земляные насыпи могут быть подразделены на четыре большие группы: железнодорожные насыпи, шоссейные насыпи, дамбы и земляные плотины. Насыпи внутри каждой группы аналогичны друг другу не только в отношении цели, которой они служат, но также и в отношении факторов, которые должны быть приняты во внимание при выборе заложения откосов. В последующем изложении принимается, что насыпи залегают на устойчивом основании. Условия устойчивости основания и влияние неблагоприятных геологических условий на устойчивость насыпей рассматриваются в § 52.

Железнодорожные насыпи

В прошлом железнодорожные насыпи обычно строили путем отсыпки грунта с торца законченного участка насыпи. Такие насыпи считались удовлетворительными, если они постоянно сохраняли устойчивость. Поскольку искусственное уплотнение не применяли, тяжелый балласт не укладывали

под рельсовый путь до тех пор, пока насыпи «не выстачивались» в течение нескольких лет. За это время насыпи оседали под влиянием своего собственного веса. Осадка достигала примерно 3% от высоты каменных набросок, 4% от высоты песчаных насыпей и примерно 8% от высоты насыпей с значительным содержанием глины. Чтобы предотвратить образование прогиба пути в средней части насыпи, гребень обычно отсыпали выше проектной отметки на величину, равную ожидаемой осадке.

Стандартное заложение откосов железнодорожных насыпей, построенных таким образом, составляет 1 (по вертикали) к 1,5 (по горизонтали). Однако, если насыпь высотой больше 3—4,5 м содержит высокий процент глины, то она может разрушиться или во время строительства, или после нескольких влажных сезонов. Поэтому на практике установилось уменьшение заложения таких насыпей от 1:1,5 у гребня до примерно 1:3 у основания. Решение вопроса, требуется ли при данной глине уположение откосов, обычно предоставляется инженеру, который руководит строительством. Более строгая процедура не была бы оправдана, так как сопротивление сдвигу неуплотненной глиняной насыпи зависит не только от свойств материала насыпи, но также от метода отсыпки и от метеорологических условий во время строительства. Однако даже самый опытный инженер иногда неправильно оценивает свойства грунта, и вследствие этого какой-либо из участков насыпи может разрушиться. В этом случае откос восстанавливают и его стабильность повышают либо отсыпкой низкой насыпи вдоль подошвы, если выпиралось основание, либо с помощью низкой каменной подпорной стены, которую устраивают вдоль насыпи. Кроме того, если требуется, в стене делают прорезы с каменным дренажем.

В тридцатых годах настоящего столетия железные дороги США в значительной степени отказались от практики строительства насыпей путем рыхлой отсыпки, ввиду быстрого развития оборудования для перемещения земли, не требующего рельсового пути, аналогично механизмам, используемым при строительстве плотин и шоссейных насыпей. Стала обычной отсыпка материала насыпей слоями толщиной примерно 30 см с помощью бульдозеров или скреперов с тракторной тягой. Вследствие уплотняющего действия строительного оборудования оседание насыпей значительно уменьшается. Однако стандартный откос 1:1,5 остался неизменным. При строительстве некоторых новых насыпей на линиях для высокоскоростного движения выдерживалась определенная влажность грунта и производилась его специальная укатка. Это делалось в первую очередь с той целью, чтобы насыпь могла нормально эксплуатироваться немедленно после окончания

строительства, и должно рассматриваться как исключительная процедура.

Независимо от метода строительства, если имеющийся материал для насыпей состоит как из песчаных грунтов, так и из глины, считается правильным избегать перемешивания этих двух видов грунта, насколько это возможно. Песчаный грунт частично приберегается для отсыпки верха насыпей, а остальная часть — для внешних призм или для самых нижних слоев наиболее высоких насыпей.

Если верх глинистой насыпи становится влажным, то глина может выжиматься под влиянием поездной нагрузки в поры балласта. Путь в этом случае оседает. Гребень насыпи принимает форму неглубокого желоба, в котором собирается вода, еще больше размягчающая земляное полотно. Расходы на содержание пути увеличиваются по мере того, как этот процесс прогрессирует. На новых насыпях могут быть созданы более благоприятные условия для опирания рельсового пути с помощью уплотнения верхних нескольких десятков сантиметров насыпи и придания поверхности глины двускатной формы. Прогрессирующее ухудшение основания пути на существующих насыпях может быть иногда остановлено путем инъекции цементного раствора в нижнюю часть балластной призмы. Раствор заполняет пустоты и не допускает проникновения глины в балласт.

Шосейные насыпи

Стандартный откос для шоссе́йных насыпей колеблется в различных частях США между 1 : 2,5 и 1 : 1,75. Тогда как умеренная осадка железнодорожной насыпи не влечет за собой больших последствий, потому что путь легко может быть поднят подбивкой дополнительного балласта под шпалы, деформации шоссе́йных насыпей могут вызвать разрушение дорожного покрытия или, в лучшем случае, сделать его непригодным для езды. Поэтому современные шоссе́йные насыпи всегда тщательно уплотняют, а содержание влаги в грунте насыпи в период строительства строго контролируют (см. § 50). Поведение насыпей, уплотненных таким образом, зависит прежде всего от физических свойств грунта насыпи. Поэтому правильное заключение относительно пригодности данного грунта для строительства насыпи может быть сделано на основании результатов стандартных лабораторных испытаний характерных проб материала из карьера.

За последние 25 лет делались попытки вначале со стороны Бюро общественных дорог США, а затем также Управлениями шоссе́йных дорог в различных штатах установить зависимость между поведением уплотненных насыпей и характерными свойствами материала насыпи. Эти попытки привели к

созданию ставшего общепринятым метода определения качества грунта по максимальному объемному весу скелета в уплотненном состоянии и по его пределам Аттерберга [51.2]. Прежде чем решать вопрос, пригоден ли данный грунт для проектируемой насыпи, характерные пробы подвергают испытанию по методу Проктора или аналогичному испытанию, принятому в данной местности (см. § 50). Общие указания относительно интерпретации результатов испытаний были опубликованы американской ассоциацией служащих шоссе штатов [51.3], но отдельные детали в различных штатах неодинаковы. Табл. 16 является типичным примером технических условий Управления шоссе штата.

Таблица 16

Требования к уплотнению грунта в насыпи

Выдержка из технических условий на конструкции и материалы Управления шоссе штата Огайо, 1946 г.

Условие I

Насыпи высотой 3 м и менее, не подвергающиеся сильным затоплениям

Максимальная лабораторная плотность* в t/m^3	Минимальное уплотнение, требуемое в полевых условиях (в $\%$ к максимальной лабораторной плотности)
1,44 и менее	—**
1,45—1,64	100
1,65—1,75	98
1,76—1,91	95
1,92 и менее	90

Условие II

Насыпи высотой > 3 м или подвергающиеся длительному затоплению

Максимальная лабораторная плотность в t/m^3	Минимальное уплотнение, требуемое в полевых условиях (в $\%$ к максимальной лабораторной плотности)
1,52 и менее	—***
1,53—1,64	102
1,65—1,75	100
1,76—1,91	98
1,92 и менее	95

* Максимальная лабораторная плотность определяется стандартным испытанием по Проктору, описанным в § 50.

** Грунты, имеющие максимальную плотность меньше 1,44 t/m^3 , рассматриваются как неудовлетворительные и не могут использоваться для насыпей.

*** Грунты, имеющие максимальную лабораторную плотность меньше 1,52 t/m^3 , рассматриваются как неудовлетворительные и не могут использоваться: 1) для насыпей при условии II; 2) в верхнем 20-см слое насыпи, который образует постель для дорожно-го покрытия; 3) для основания насыпи при условии I.

В дополнение к этим требованиям грунт должен иметь предел текучести не более 65, и минимальное число пластичности грунта при пределе текучести между 35 и 65 не ниже, чем величина, определяемая по формуле: 0,6 предела текучести минус 9.

Ясно, что правила, аналогичные тем, которые содержатся в табл. 16, не должны рассматриваться как окончательные. Они представляют собой лишь первый шаг по пути исключения гаданий и произвола при выборе материала для насыпи и несомненно будут изменяться по мере увеличения опыта. В частности, правила, относящиеся к использованию глинистых грунтов, очевидно, оставляют широкую возможность дальнейшего их усовершенствования. Например, в табл. 16 указано, что глинистые грунты с пределом текучести больше 65 не следует применять для строительства насыпей. Однако в некоторых районах земляные плотины, достигающие высоты 30 м, с откосами, имеющими заложение 1:2,5, были успешно построены из глины с значительно более высоким пределом текучести. Другие столь же удовлетворительные земляные плотины состоят из глины с максимальной лабораторной плотностью скелета по Проктору значительно меньшей, чем минимальное значение $1,52 \text{ т/м}^3$, обусловленное табл. 16.

Если бы в соответствии с существующими техническими условиями потребовалось заменить больше 75 тыс. м^3 глины более дорогим грунтом, то, как правило, экономические соображения оправдывают проведение тщательного исследования грунта и расчета устойчивости, чтобы определить, нельзя ли в этом случае избежать отказа от более дешевого строительного материала. Кроме того, подобные исследования в сочетании с данными наблюдений во время и после строительства создают надежную основу для пересмотра существующих норм.

Дамбы

Защитные дамбы служат для предотвращения периодических затоплений низменных мест при паводках, ливнях или высоких приливах. Они отличаются от земляных плотин в трех основных отношениях: их внутренние откосы находятся под водой только несколько дней или недель в течение года; их расположение предопределяется требованиями защиты от паводков независимо от того, являются ли геологические условия благоприятными или нет; материал для насыпей должен браться из мелких карьеров, расположенных поблизости от местоположения защитных дамб. Эти условия вносят значительную неопределенность в проектирование таких сооружений. Тем не менее потребность в защитных дамбах возникла в некоторых районах с самых ранних дней человеческой цивилизации, и вследствие этого методы строительства таких дамб были доведены в этих районах до высокой степени совершенства.

Если грунты на территории карьеров неоднородны, то поперечное сечение защитной дамбы обычно выбирают в соответ-

ствии со свойствами наименее подходящих материалов, которые предстоит использовать. Необходимо также принять в расчет степень свободы, предоставленной производителю работ при выборе места и времени строительства. В некоторых районах, где строятся дамбы, метод укладки грунта строго контролируется, в то время как в других районах производитель работ пользуется широкой свободой в выборе способа строительства. Влияние способа строительства на стоимость дамбы зависит главным образом от соотношения между стоимостью ручного и механизированного труда. Поскольку это соотношение является весьма различным в различных странах, стремление строить удовлетворительные защитные дамбы при минимальных расходах привело к различным правилам в разных частях мира.

В таких странах, как Германия и Голландия, где ручной труд дешев, защитные дамбы тщательно уплотняют и строят с крутыми откосами. С другой стороны, в долине Миссисипи и в различных других частях США не делается никаких попыток уплотнять защитные дамбы, потому что в США неуплотненные дамбы с пологими откосами обычно дешевле, чем тщательно уплотненные дамбы с значительно меньшими поперечными сечениями [51.4]. В Европе и в Азии было сооружено много защитных дамб из глины с откосами 1 : 2, в то время как глиняные защитные дамбы вдоль реки Миссисипи обычно имеют внутренний откос 1 : 3 и наружный откос 1 : 6. Оба способа строительства развились в результате медленного процесса попыток и изучения ошибок, и оба одинаково хорошо служат цели в условиях, которые преобладают в районах, где они возникли.

В районах, где уже существуют системы защитных дамб, механика грунтов может быть с успехом использована только для установления соотношения между опытом строительства и эксплуатации с индексационными свойствами грунтов, которые служат в качестве строительных материалов. Сведения, полученные таким образом, приводят к исключению догадок при оценке грунтов, встречающихся в новых карьерах.

Использование теоретических методов при проектировании защитных дамб на устойчивом основании едва ли можно оправдать, если дамбы не расположены в районе, где перед этим они вообще не строились. При таких условиях метод попыток является слишком медленным и дорогим, а опыт, основывающийся на существующих системах защитных дамб, едва ли может быть использован, потому что лишь немногие из имеющихся описаний опыта строительства содержат надлежащие данные относительно свойств грунта. Поэтому проектировщик вынужден пользоваться теми методами, которые применяются при проектировании земляных плотин.

Влияние геологических условий на устойчивость защитных дамб и других земляных насыпей рассматривается в § 52.

Земляные плотины

Если плотина разрушается, когда водохранилище наполнено, то это может повести к человеческим жертвам и причинить серьезный материальный ущерб. Поэтому соображения безопасности требуют, чтобы проекты плотин исключали возможность их разрушения. Вследствие большого разнообразия геологических условий, которые могут оказывать неблагоприятное влияние на устойчивость земляной плотины, и вследствие разнообразия грунтов, которые могут быть использованы для отсыпки плотины, каждый новый проект выдвигает задачи, требующие индивидуального решения. Никакие стандартные откосы не могут быть установлены для земляных плотин.

Проект должен удовлетворять следующим требованиям:

- 1) плотина должна быть устойчивой;
- 2) потери воды, фильтрующейся через тело плотины, должны быть совместимы с назначением плотины;
- 3) грунт или грунты, требующиеся для строительства плотины, должны находиться на приемлемом расстоянии.

Это последнее условие накладывает серьезные ограничения на выбор строительного материала для плотины. К счастью, почти любой грунт или комбинация грунтов могут быть использованы для постройки удовлетворительной земляной плотины. Следовательно, задача проектировщика сводится к тому, чтобы использовать имеющийся в распоряжении материал с максимальной выгодой.

Однородные земляные плотины могут быть построены только из таких грунтов, которые являются устойчивыми и не слишком проницаемыми. Грунты, которые удовлетворяют обоим условиям, могут быть разделены на три большие группы: хорошо подобранные крупнозернистые грунты с таким количеством мелкого материала, которое достаточно, чтобы уменьшить проницаемость до удовлетворительного значения; илы и некоторые типы глин. Ни чистый песок или гравий, ни мягкая глина не включаются в эти три группы. Однако, если карьеры содержат как чистый песок, так и мягкую глину, то глина может быть использована для устройства практически непроницаемого ядра, которое устраняет фильтрацию через плотину, а песок располагается по обе стороны ядра, чтобы обеспечить требуемую устойчивость. Если при умеренных затратах невозможно использовать относительно непроницаемые грунты, то фильтрацию необходимо предотвратить диафрагмой из железобетона или какого-либо другого подходящего строительного материала.

Независимо от характера отсыпаемых грунтов, они должны тщательно выбираться и хаотическое размещение различных грунтов внутри плотины не должно допускаться, насколько это возможно в данных условиях. Чтобы достичь этой цели, следует провести надлежащие испытания карьерного материала и установить метод уплотнения грунта с такой же строгостью, как и для автодорожных насыпей.

Проектирование плотины, которая должна быть построена таким образом, требует широкого применения экспериментальных и теоретических методов. Если такого рода исследования не производятся, то отсутствие надежного представления о степени устойчивости проектируемого сооружения приходится компенсировать большой свободой в увеличении размеров сооружения и перерасхождением материалов, количество которых при этом значительно превышает действительно требуемое для безопасности. Поэтому детальное исследование грунтов для сооружения земляных плотин в экономическом отношении всегда оправдывается.

Из сказанного выше видно, что расчет устойчивости представляет собой необходимый этап при проектировании земляной плотины. Чтобы такой расчет мог быть проведен, должны быть предварительно назначены размеры сооружения [51.6]. В качестве первого приближения, которое затем будет уточняться или изменяться в результате расчета устойчивости, могут быть приняты откосы, приведенные в табл. 17.

Таблица 17

Заложение откосов для предварительного проекта земляной плотины

Типы плотин	Верховой откос	Низовой откос
Материал однородный, хорошо подобранный	1:2,5	1:2
Ил однородный, крупный	1:3	1:2,5
Глина однородная, а также пылеватая; высота меньше чем 15 м	1:2,5	1:2
Глина однородная, а также пылеватая; высота больше чем 15 м	1:3	1:2,5
Песок или песок и гравий, глиняное ядро	1:3	1:2,5
Песок или песок и гравий, железобетонная диафрагма	1:2,5	1:2

Основные принципы расчета устойчивости изложены в § 42. В этом параграфе было подчеркнуто, что эти расчеты требуют опыта, здравого смысла и детального знания соответствующих теоретических принципов. Эти расчеты должны основываться на наиболее неблагоприятных результатах испытаний карьерных материалов, а не на средних значениях.

Теоретический коэффициент устойчивости откосов никогда не должен быть меньше чем 1,3 и предпочтительно должен составлять 1,5.

Ледниковый тилль, идеальный для строительства однородных земляных плотин, имеется во многих местах Канады и США к северу от 42 параллели. Как первичный, так и незначительно видоизмененный тилль способен удовлетворять наиболее высоким требованиям. Хотя этот материал почти

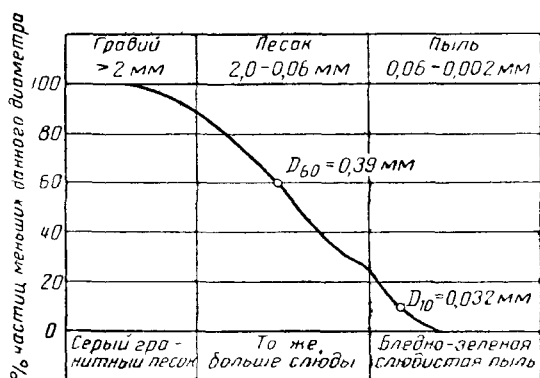


Рис. 162. Гранулометрическая кривая ледниковой валуной глины, особенно пригодной для возведения однородной земляной плотины

не содержит глины, его коэффициент фильтрации имеет порядок 10^{-6} см/сек — значение, которое является достаточно низким, чтобы отказаться от устройства ядра. С помощью кулачковых катков и тяжелого транспортного оборудования он может быть уплотнен до плотности более чем $1,92 \text{ т/м}^3$ и в этом состоянии его угол внутреннего трения составляет минимум 38° . На рис. 162 приведен типичный гранулометрический состав этого грунта.

Если доступный строительный материал состоит главным образом из крупной пыли, то надлежащее регулирование влажности очень сложно. В то же время оно чрезвычайно важно, потому что даже небольшое отклонение объемного веса скелета уплотненного материала насыпи от максимального значения по Проктору сопровождается ярко выраженной тенденцией материала распыляться при внезапной сработке.

Наибольшие затруднения возникают при проектировании плотин, которые должны быть построены полностью из пылевой глины или чистой глины. Независимо от расчета устойчивости должны быть проведены исследования, чтобы определить, может ли постепенное набухание внешних частей

глинистой насыпи вызвать образование трещин, за которыми рано или поздно последуют сплавы. Нельзя дать никаких особых правил для проведения этих исследований. Тем не менее, чрезмерная склонность к набуханию может сделать глину неподходящей для строительства плотины. Если склонность к набуханию умеренная, то сплывы можно предотвратить путем покрытия верхового откоса слоем гравия толщиной в несколько десятков сантиметров. Дальнейшие затруднения в проектировании возникают из-за отсутствия надежных данных относительно влияния прогрессирующего разрушения на среднее сопротивление сдвигу вдоль потенциальных поверхностей скольжения в указанных глинистых насыпях. Наконец, если влажность глины в карьерах значительно выше оптимального ее значения, то изменение влажности во время строительства является, очевидно, серьезной проблемой.

Поскольку наши знания в области устойчивости глинистых насыпей все еще являются недостаточными и, кроме того, разрушения глинистых насыпей не так уж необычны, теоретический коэффициент устойчивости, равный 1,5, должен рассматриваться как минимальный.

Каким бы ни был материал однородной земляной плотины, размягчение грунта в нижней части низового откоса необходимо предотвращать с помощью устройства дренажной призмы у подошвы откоса, как показано на рис. 102. Дренаж должен быть достаточно большим, чтобы предотвратить выход кривой депрессии на низовой откос. Необходимость устройства дренажей у переднего края подошвы была ясной для отдельных опытных инженеров еще более чем полвека тому назад, но практика их применения не стала общепринятой, пока механика грунта не продемонстрировала на основе теории решающее влияние таких дренажей на устойчивость низовых откосов. В настоящее время низовой дренаж рассматривается обычно как существенная часть проекта.

Намывные плотины

Если доступный грунт представляет собой хорошо подобранную смесь, содержащую фракции всех размеров, начиная от гравия, камней и очень крупного песка и кончая мелкой пылью или глиной, то земляная плотина может быть успешно построена с помощью намыва. По этому методу карьерный материал размывается мощными струями воды под давлением от 7 до 10 ат у сопла и доставляется по лоткам или трубам к месту строительства. На плотине выпускные трубы монтируют на эстакадах, или же укладывают вдоль внешних краев ранее намытой части насыпи, как это указано на рис. 163. В любом случае выпускные трубы должны передвигаться к осевой линии и подниматься по мере того, как плотина становится выше. Смесь грунта и воды

откадывается двумя валами, параллельными оси плотины — один поблизости от верхового края готовой части плотины, а другой — поблизости от низового края. Наиболее крупные материалы осаждаются вблизи от внешних откосов, в то время как более мелкие частицы смываются в прудок у

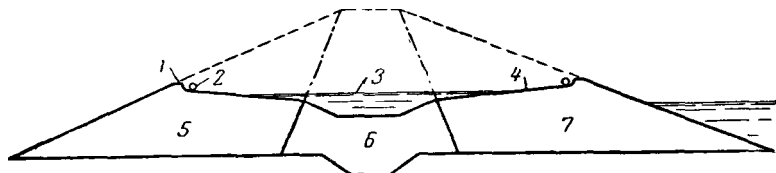


Рис. 163. Схема возведения намывной плотины

1 — дамбочка обвалования; 2 — пульповод; 3 — прудок; 4 — пляж; 5 — низовая призма из крупного материала; 6 — ядро из мелкого материала; 7 — верховая призма из крупного материала

оси плотины и оседают там. Самые мелкие частицы отводятся через сбросную трубу с верхним концом, расположенным на уровне ядерного прудка.

Уверенность в надежности этого экономичного метода строительства плотин была несколько поколеблена довольно частыми катастрофами. Некоторые из них были вызваны неправильной оценкой условий устойчивости, а другие — недостаточным контролем за шириной ядра. Если внешние части состоят из песка с небольшим количеством крупного материала, то должна приниматься во внимание опасность разжижения, аналогично растеканию откосов рыхлого естественного песка (§ 49).

Во время и непосредственно после строительства ядро находится в полужидком состоянии, и его боковое давление стремится сместить упоры из крупнозернистого материала. Как правило, принято требовать, чтобы упорные призмы были в состоянии выдерживать горизонтальное давление, оказываемое материалом ядра, в предположении, что ядро представляет собой вязкую жидкость с объемным весом, равным объемному весу материала ядра. Теоретический коэффициент устойчивости упорных призм, исходя из этого допущения, должен быть равным единице. В действительности, даже непосредственно после строительства коэффициент устойчивости плотины, запроектированной таким образом, несколько больше единицы, так как уже во время строительства ядро приобретает некоторую прочность. Результат этого увеличения прочности можно учитывать как уменьшение объемного веса эквивалентной жидкости, из которой, как предполагается, состоит ядро. С течением времени объемный вес продолжает уменьшаться, пока в конце концов он не станет практически постоянным. Объемный вес реального

материала ядра составляет обычно около $1,76 \text{ т/м}^3$. Наблюдения с помощью динамометров в различных намывных плотинах установили величины объемного веса эквивалентной жидкости, показанные в табл. 18.

Во всех случаях показания динамометров давали большой разброс. Следовательно, они свидетельствуют исключительно лишь о том, что вес эквивалентной жидкости является значительно меньшим, чем объемный вес материала ядра. Действительное соотношение между этими двумя величинами все еще неизвестно. Точно так же все еще неизвестно, является ли эквивалентный объемный вес независимым от глубины от верха плотины.

Производились попытки вычислить скорость и степень консолидации ядер намывных плотин на основе теории консолидации (§ 41) и результатов испытаний на консолидацию характерных проб из материала ядра [51.7]. В соответствии с результатами этих расчетов осадка гребня намывной плотины с ядром из пылеватой глины должна возрастать в течение многих лет и, если высота плотины превышает примерно 30 м, то предельная осадка гребня должна составить по меньшей мере несколько десятков сантиметров. Кроме того, окончательная влажность ядра должна заметно уменьшаться с увеличением глубины от гребня.

Таблица 18

Вес эквивалентной жидкости в ядре различных намывных плотин

Название плотин	Джермен-Таун	Тейлорс-вилль	Киисгли	Форт-Пек
Процентное содержание глины ($< 0,002 \text{ мм}$)	15	20	2	12
Вес эквивалентной жидкости в т/м^3	0,93	0,75	0,72	1,14
Эффективный диаметр зерен в мм	$< 0,001$	$< 0,001$	0,01	0,001

В противоположность этим теоретическим заключениям осадка гребней намывных плотин с ядрами из глины является обычно очень маленькой и перестает заметно увеличиваться через один или два года после окончания строительства. Кроме того, немногочисленные данные, которые удалось получить до сих пор, свидетельствуют о том, что влажность материала ядра практически не меняется по высоте плотины.

Эти наблюдения заставляют сделать вывод, что результаты испытаний на консолидацию не могут экстраполироваться на процессы, которые происходят в стареющем ядре намывной плотины. Основная причина расхождений между теорией и действительностью, очевидно, заключается в тиксо-тропном упрочнении материала ядра, возможно, наряду с его

скелетной структурой, образовавшейся в процессе отложения (см. § 17). Аналогичные соображения указывают на то, что соотношение между гранулометрическим составом и устойчивостью материала ядра является гораздо менее простым, чем это казалось в первый период строительства намывных сооружений. Согласно первоначальным представлениям, устойчивость материала ядра должна возрастать с увеличением эффективного диаметра зерен, и идеальный материал для ядра вообще не должен содержать глины [51.8] Тем не менее данные табл. 18 указывают на то, что вес эквивалентной жидкости для материала ядра на плотине Кингсли с содержанием глины 2% лишь немногим меньше, чем вес эквивалентной жидкости для ядра плотины Тейлорсвилль с содержанием глины 20%.

Согласно этим и различным другим наблюдениям представляется, что размеры частиц материала ядра не являются столь существенными, как это в свое время считалось. Основные требования для успешного строительства намывных плотин заключаются в использовании тяжелых материалов для упорных призм и в строгом контроле за шириной ядра во время строительства.

Выводы по методам проектирования

Стандартный откос для железнодорожных насыпей составляет 1:1,5, и отклонения от этого правила сравнительно немногочисленны. Железнодорожные насыпи строились первоначально такими методами, как отсыпка с торца, причем не производилось никакого уплотнения грунта. Позднее многие насыпи стали отсыпать послойно и уплотнять до известной степени действием строительного оборудования. С другой стороны, современные шоссе́йные насыпи обычно строят в соответствии с детальными техническими условиями, касающимися как регулирования влажности, так и методики уплотнения. Стандартное заложение колеблется от 1:1,5 до 1:1,75. При любом типе насыпи основная задача инженера сводится к тому, чтобы решить вопрос, какие грунты подходят в качестве материала для насыпи.

В области строительства железных дорог это решение обычно предоставляется инженеру, которому поручено руководство строительством. Если насыпь разрушается, ее восстанавливают. В технике строительства шоссе́йных дорог материалы для насыпи отвергаются, если они не соответствуют более или менее жестким стандартам. Соблюдение этих стандартов практически исключает риск разрушения откосов, но оно приводит к безусловному запрещению применения некоторых глинистых грунтов, которые на самом деле могли бы быть использованы. Если бы согласно существующим нормам пришлось в каком-либо случае отказаться от

большого количества глины, которая значительно дешевле, чем самый дешевый из материалов, приемлемых в соответствии с нормами, то в экономическом отношении оправдываются лабораторное испытание и расчет устойчивости, позволяющие установить, можно ли безопасно использовать данную глину.

При проектировании защитных дамб должны учитываться различные факторы сверх тех, которые установлены в результате лабораторных испытаний. Строительный материал должен получаться из мелких карьеров, расположенных поблизости от дамб, независимо от того, является ли профиль грунта однородным или эрратическим. Поскольку практически было бы нерационально отделять проницаемые и менее проницаемые грунты друг от друга, фильтрационный профиль защитной дамбы, очевидно, будет зависеть только от случая. Кроме того, при строительстве многих защитных дамб было найдено более экономичным не производить никакого уплотнения материала насыпи и предоставить производителю работ полную свободу в выборе метода строительства, компенсируя недостаточное качество произведенной работы тем, что дамбам придаются очень пологие откосы. Проектирование защитных дамб, возводимых таким образом, основывается главным образом на опыте. Дорогостоящие исследования грунта и расчет устойчивости оправдываются только в том случае, если защитная дамба должна быть построена в районе, где до того не строилась ни одна дамба, или если дамба должна защищать исключительно густо населенный район. При этих условиях поперечные сечения защитных дамб в других районах едва ли могут быть использованы для руководства при проектировании, потому что лишь очень немногочисленные описания более старых защитных дамб содержат данные, требующиеся для надежной идентификации грунта.

При проектировании земляных плотин для водохранилищ как безопасность, так и экономичность требуют детальных исследований грунта, а также расчета устойчивости для различных пробных поперечных сечений. Испытания грунта должны включать все виды исследований, перечисленные в табл. 5 (стр. 60), так же как и испытания на уплотнение и трехосное сжатие характерных проб материала насыпи. Если часть плотины или вся она должна быть сделана из глины, то требуются испытания на консолидацию и набухание. Объяснение результатов этих испытаний требует большого опыта и технической зрелости.

ЛИТЕРАТУРА

51.1 First Progress Report of the investigation of methods of roadbed stabilization „Proc. Am. Rwy. Eng. Assoc.“, vol. 47, 1946, стр. 324—353

51.2. K. B. Woods and R. R. Litehiser, Soil mechanics applied to highway engineering in Ohio, Bull. № 99, Columbus, Ohio, 1938.

51.3. Standard Specifications for highway materials and methodes of sampling and testing, fourth edition, 1942, Am. Assoc. of State Highway officials, Part I, стр. 33—34, designation M 57—42.

51.4. S. J. Buchanan, Levees in the lower Mississippi valley, „Trans. ASCE“, vol. 103, 1938, paper 2008, стр. 1378—1395, дискуссия стр. 1449—1502.

51.5. C. H. Lee, Selection of materials for rolled-fill earth dams, „Trans. ASCE“, vol. 103, 1938, paper 1980, стр. 1—61.

Важность гранулометрического состава материала насыпи несколько преувеличена. Дискуссия вскрывает некоторые спорные стороны вопроса.

51.6. W. P. Creager, Engineering for dams, New York, 1945, vol. III, главы 17 и 19.

51.7. G. Gilboy, Mechanics of hydraulic—fill dams, „J. Boston Soc. civil engrs“, vol. 21, 1934, стр. 185—203.

Заключение относительно скорости консолидации ядра не подтверждается опытом.

51.8. A. Hazen Hydraulic-fill dams, „Trans. ASCE“, vol. 83, 1920, paper № 1458, стр. 1713—1821.

Как статья, так и дискуссия содержат большой материал по намынным плотинам. В статье несколько преувеличено значение гранулометрического состава для свойств ядра. Обратить особое внимание на выступление в дискуссии А. Е. Моргана, стр. 1780—1785.

51.9. L. I. Hewes, American highway practice, New York, 1942, vol. I, стр. 171—194.

Обзор современной практики проектирования и строительства автодорожных насыпей.

51.10. T. T. Knappen and R. R. Philippe, Practical soil mechanics of Muskingum, „Eng. News—Rec.“, vol. 116, 1936, стр. 453—455, 532—535, 595—598, 666—669.

Земляные плотины в Маскингэме для борьбы с наводнениями, построенные из самых различных грунтов. Описание методов отбора образцов, классификации грунтов, прогноза осадок и регулирования влажности грунта. Практическая ценность модельных исследований сомнительна.

51.11. P. Bauman, Design and construction of San Gabriel dam № 1, „Trans. ASCE“, vol. 107, 1942, paper 2168, стр. 1595—1634, дискуссия стр. 1635—1651.

Описание проектирования и строительства, включая обзор результатов исследования грунтов. Метод определения сдвиговых характеристик материала насыпи является несколько спорным.

51.12. L. J. G. Van Es, Investigations on the suitability of soil types for the construction of dams with the aid of the consistency values of Atterberg, 1 Congr. grands barrages, Stockholm, 1933, vol. III, rapport 21, стр. 125—131.

Статья убедительно показывает влияние на устойчивость глинистых плотин ряда факторов, кроме гранулометрического состава. Однако выводы, приведенные в статье, не могут быть распространены на все случаи.

§ 52. УСТОЙЧИВОСТЬ ОСНОВАНИЯ НАСЫПЕЙ

Типы разрушений оснований

Всюду, где это возможно, насыпи и земляные плотины возводятся на плотных относительно несжимаемых грунтах. Однако во многих районах железнодорожные и автодорожные насыпи должны строиться на широких болотистых участ-

ках или в пойменных долинах, заполненных мягким илом или глиной. Защитные дамбы должны строиться вблизи паводковых русел независимо от условий грунта. Даже земляные плотины должны иногда воздвигаться в местах, где залегают нежелательные породы. Во всех этих случаях проектирование должно приспособляться не только к характеру имеющегося материала для насыпи, но также и к особенностям основания.

Разрушения оснований могут происходить различными путями. Насыпь может всей своей массой погружаться в поддерживающий ее грунт. Такой случай называется разрушением от продавливания. С другой стороны, насыпь вместе со слоем грунта, на котором она залегает, может расползаться в стороны на подстилающем слое исключительно мягкой глины либо на прослойках песка или ила, содержащих воду под давлением (см. § 49, рис. 160, б). В этом случае имеет место разрушение от расползания. Если в насыпи содержится некоторое количество воды, может возникнуть пятящаяся эрозия, вызванная ключами, которые вытекают из грунта поблизости от подошвы насыпи. Наконец, разрушение основания может произойти под насыпями, расположенными над слоями очень рыхлого песка вследствие внезапного его разжижения. Однако этот вид разрушения является очень редким и его можно избежать, уплотнив песок одним из методов, описанных в § 50. Разрушения в результате подмыва рассматриваются отдельно в § 59. Следовательно, в настоящем параграфе речь будет идти только о разрушении основания в результате продавливания или расползания.

Методы исследования устойчивости

Проектированию насыпи, которая должна быть построена на глинистых пластах, всегда должно предшествовать детальное исследование грунта, включающее бурение, отбор образцов и их испытание. В результате исследований проектировщик получает данные о грунтовом профиле и о физических свойствах грунтов. Следующий шаг состоит в том, чтобы рассчитать коэффициент устойчивости насыпи против разрушения ее основания. Этот расчет должен быть произведен по методу средних напряжений (§ 37). Обычно надежность сооружения не считается удовлетворительной, если коэффициент устойчивости против разрушения основания во время или непосредственно после окончания строительства не будет равен минимум 1,5.

Условия устойчивости основания насыпи и методы предотвращения его разрушения будут рассмотрены в следующем порядке: насыпи на очень мягких и болотистых грунтах;

насыпи на мощных слоях относительно однородной мягкой глины; насыпи на слоистом грунте, содержащем относительно однородные слои мягкой глины, и насыпи на глине, содержащей прослойки песка и ила. Грунтовые условия первых двух типов, очевидно, связаны с разрушениями в результате проседания, а условия последних двух типов — с разрушениями в результате расползания.

Насыпи на очень мягком органическом иле или глине

Естественные отложения этого типа обычны для районов, некогда покрытых мелкими озерами или лагунами. По периферии таких отложений, по-видимому, разрастался болотный мох и другие типы болотной растительности. Пылеватые или глинистые частицы, принесенные в озера в виде суспензии, перемешивались с разложившимися органическими остатками, вымытыми с периферии. Следовательно, мелкозернистые отложения в таких водных бассейнах содержат, очевидно, большое количество органических веществ. Естественный коэффициент пористости таких осадков обычно более 2. Эти осадки могут содержать слои торфа или быть покрытыми последним.

Если поверхность такого отложения никогда раньше не была нагружена, то, очевидно, грунт будет не в состоянии удерживать вес насыпи высотой более нескольких десятков сантиметров. Во многих районах мягкий болотистый грунт покрыт ковром толщиной в несколько дециметров, который является более плотным, чем глубже залегающие слои, и густо армирован плотной сеткой корней. Этот ковер ведет себя аналогично плоту и, по-видимому, в состоянии поддерживать, по крайней мере временно, вес невысокой насыпи. Однако насыпи на таких основаниях испытывают значительные осадки в течение нескольких лет или десятилетий, и отчеты об их эксплуатации показывают, что они могут внезапно продавливаться сквозь этот слой по истечении продолжительного времени после достройки. Следовательно, если насыпь должна быть долговечной, то целостность этого ковра должна быть нарушена, прежде чем на нем будет отсыпана насыпь, чтобы облегчить проникновение материала насыпи в более мягкие слои.

Поскольку стоимость и относительные достоинства различных методов строительства насыпей на болотах зависят от толщины мягкого слоя, строительству должно предшествовать составление контурной карты твердого дна. Если толщина мягкого слоя не превышает 1,5—1,8 м, то может оказаться экономичным удалить мягкий материал. Если же толщина мягкого слоя является большей, то обычно предпочитают допустить продавливание насыпи и вытеснение ею мяг-

кого материала. Этот способ известен как метод вытеснения.

Чтобы ускорить погружение насыпи и сократить последующий период осадки, она должна быть отсыпана на 4,5—6 м выше проектной отметки, а излишний материал может быть удален позже. Погружение насыпи может быть ускорено и облегчено также вытеснением мягкого грунта взрывами. В течение последних десятилетий метод взрывов был доведен до высокой степени совершенства, и если положение

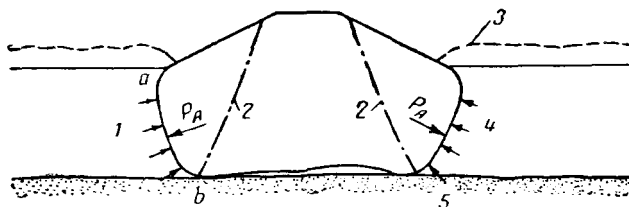


Рис. 164. Силы, действующие на грунт, который примыкает к погружившейся части насыпи, построенной по методу вытеснения

1 — гидростатическое давление ила; 2 — возможные поверхности скольжения в песке; 3 — вал выжатого ила, впоследствии удален; 4 — мягкий ил; 5 — песок

твердого дна известно, то количество материала, которое требуется для отсыпки насыпи, может быть определено довольно точно еще до начала строительства [52.1].

Взаимодействие насыпи с основанием, установившееся в результате вытеснения, иллюстрируется рис. 164. На поверхность контакта *ab* действует активное давление, производимое материалом насыпи. Перемещение *ab* влево встречает сопротивление, равное сумме гидростатического давления мягкого материала и силы, которая требуется для преодоления его сцепления. Если погружению насыпи способствует временная дополнительная нагрузка или взрывы, то сила, которая вызывает соответствующее перемещение, является значительно большей, чем та сила, которая действует на *ab* после окончания строительства. Кроме того, после того как насыпь закончена, мягкий материал восстанавливает часть сопротивления, утраченного в процессе вытеснения (§ 4). Поэтому, если насыпь имеет поперечное сечение, аналогичное показанному на рис. 164, осадка гребня будет, очевидно, несущественной уже через короткое время после окончания строительства.

Ярким примером успешного применения метода вытеснения является Кильский канал, построенный в 1887—1895 гг. На расстоянии примерно 12 миль канал пришлось прокладывать в слое торфа и очень мягкой органической глины

толщиной до 9 м. На некоторых участках грунт был настолько мягким, что человек не мог по нему ходить. Способ строительства канала в таких грунтах показан на рис. 165. Внутри от оси каждой из будущих защитных дамб были отсыпаны песчаные насыпи, как это показано пунктирной линией. Эти насыпи вытеснили мягкий материал на широкой полосе почти вплоть до твердого грунта. Они послужили основанием для защитных дамб и создали верхнюю часть откосов законченного канала.

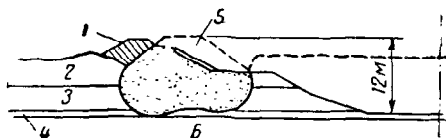


Рис. 165. Типичное поперечное сечение Кильского канала

1 — досыпка; 2 — торф; 3 — средняя глина; 4 — жесткая глина; 5 — песчаная насыпь, впоследствии удалена; 6 — плотный песок

Чтобы уменьшить опасность оползней во время строительства, экскавация была начата только через 6 мес. после отсыпки насыпи. Тем не менее в некоторых местах оползни все же имели место.

Один из оползней показан на рис. 166. На нем изображены четыре последовательные стадии разработки канала. За второй стадией (рис. 166, б) последовали оползни, во время

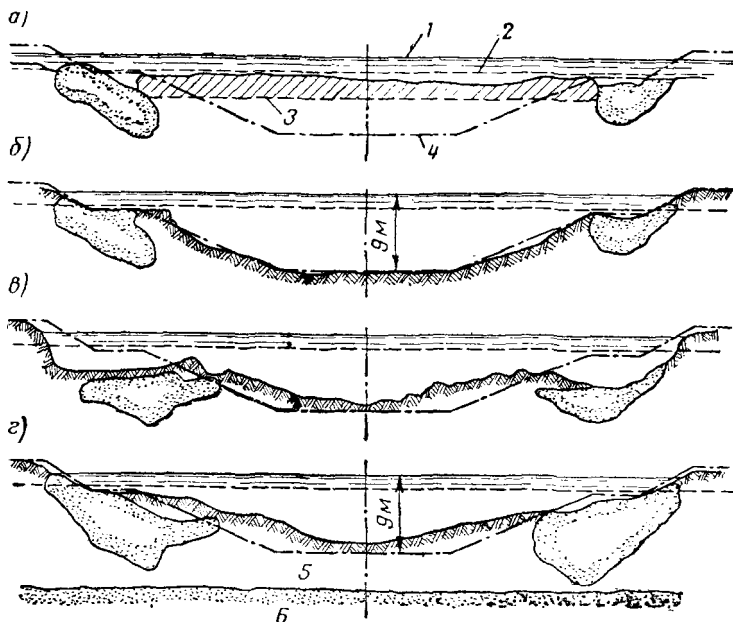


Рис. 166. Четыре последовательные стадии разработки Кильского канала в исключительно мягком грунте (по Фюльшеру)

1 — уровень воды во время экскавации; 2 — начальная поверхность грунта; 3 — дно выемки; 4 — конечный профиль; 5 — мягкая глина; 6 — песок

которых песчаные насыпи переместились к оси канала. Чтобы закончить строительство, пришлось отсыпать много песка (рис. 166, г), после чего экскавация была завершена без дальнейших осложнений [52.2].

При строительстве железнодорожных и шоссейных насыпей метод вытеснения стал общепринятым. Он был даже предложен для строительства дамбы из каменной наброски высотой около 30 м через Кобсоковский залив на строительстве гидроузла Пассамакводи в штате Мэн [52.3].

Мягкие слои с относительно высокой средней проницаемостью в горизонтальном направлении могут быть сделаны пригодными для несения нагрузки от отсыпаемых сверху насыпей путем дренирования во время строительства. Дренирование производится с помощью фильтровых колодцев, которые отводят воду в коллекторные дренажи, расположенные у основания насыпей. Фильтровые колодцы, используемые для этой цели управлением шоссейных дорог в Калифорнии, имеют диаметр примерно 60 см и расположены на расстоянии друг от друга от 3 до 6 м [52.4]. Теория показывает, что эффективность дренирования может быть значительно увеличена путем уменьшения этого расстояния. Чтобы удовлетворить этому требованию, шведское министерство общественных работ разработало способ устройства картонных дренажей в очень мягкой глине на расстоянии в 90—120 см друг от друга с большой быстротой и при очень низкой стоимости.

Насыпи на мягкой однородной глине

Ниже принимается, что поверхность глины расположена очень близко от основания насыпи, что толщина слоя глины составляет по меньшей мере половину ширины подошвы насыпи и что слой является достаточно однородным.

Разрушение насыпи на таком грунте носит характер сдвига основания вдоль срединного круга скольжения (§ 31). Однако верхняя часть поверхности скольжения находится в искусственной насыпи, и сопротивление сдвигу вдоль этой части отличается от сопротивления сдвигу вдоль более низкой части. Первый шаг при расчете устойчивости состоит в том, чтобы установить среднее сопротивление сдвигу s вдоль нижней части на основании испытаний на прочность при сжатии образцов глины. Принимается, что φ равен нулю (§ 15) и s равно половине средней прочности при одноосном сжатии. Второй шаг состоит в том, чтобы определить среднее сопротивление сдвигу s_2 вдоль той части поверхности скольжения, которая расположена в пределах насыпи. Сопротивление сдвигу может состоять из сцепления и трения или только из трения. При расчете устойчивости действительную насыпь заменяют идеальной глиной ($\varphi=0$), которая имеет

сцепление, равное s_2 . В качестве первого приближения принимается, что разрушение происходит вдоль срединного круга, однако истинная критическая окружность должна быть определена методом попыток.

Обычно требуется, чтобы коэффициент устойчивости против разрушения основания составлял по крайней мере 1,5. Ввиду неизбежных погрешностей при определении среднего сопротивления глины сдвигу, этот коэффициент следует считать очень низким. Однако, чтобы удовлетворить даже этому требованию, высокие насыпи на мягкой глине должны иметь очень пологие откосы. Следовательно, если высокая насыпь очень длинная, то может оказаться экономичным уменьшить коэффициент устойчивости еще больше — до 1,2 или 1,1 и во время строительства вести наблюдения с целью обнаруживать угрозу оползней и предотвратить их соответствующей корректировкой отдельных частей проекта. Разрушению основания насыпи на глине обычно предшествует постепенное выпирание и поднятие широких полос, расположенных по обе стороны насыпи. Скорость поднятия увеличивается по мере того, как разрушение приближается. Если поднятие обнаруживается в самом начале с помощью периодической нивелировки по контрольным точкам, расположенным в пределах площади возможного выпора, то разрушение может быть предотвращено путем покрытия этих площадей пригрузкой в виде толстого насыпного слоя.

Оползни, вызванные разрушением мягкого глинистого основания, обычно происходят во время или непосредственно после окончания строительства, потому что в дальнейшем консолидации основания постепенно увеличивается за счет консолидации. Если оползень уже произошел, то обычно с помощью шурфов может быть установлено положение поверхности скольжения и вычислено среднее сопротивление глины сдвигу с значительной точностью. Значение, полученное таким образом, служит основой для исправления проекта. На рис. 167 показано сечение автодорожной насыпи из хорошо уплотненного гравия, отсыпанного на пласте органической пылеватой глины [52.5]. Разрушение произошло, когда верх насыпи находился на 2,4 м ниже окончательной отметки. Масса грунта, имеющая эффективный вес W (см. § 12), обрушилась в результате вращения вокруг точки O . опрокидывающий момент составлял Wl . Чтобы закончить насыпь, был добавлен контрбанкет из гравия W_1 с равнодействующей на горизонтальном расстоянии l_1 от O . Контрбанкет имел такие размеры, что момент $W_1 l_1$ плюс момент, вызванный сопротивлением сдвигу вдоль поверхности скольжения, превышал опрокидывающий момент при законченной насыпи на 50%. Правая сторона рис. 167 показывает сечение законченной насыпи. Верхние 2,4 м насыпи были сделаны из укатанного котельно-

го шлака, чтобы сделать вес ее минимально возможным. После создания контрбанкета уже не наблюдалось никаких подвижек, кроме незначительной осадки, вызванной консолидацией основания.

После того как строительство насыпи на поверхности однородной массы глины было успешно закончено, ее подошва

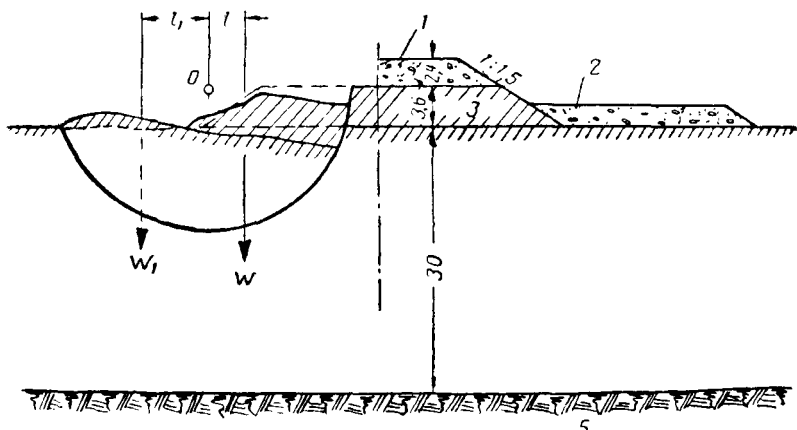


Рис. 167. Разрез по насыпи из гравия на однородной мягкой глине. Слева показан оползень во время строительства, справа — реконструированная насыпь, которая стабилизирована контрбанкетом гравия (по Готштейну)

1 — укатанный шлак; 2 — контрбанкет из гравия; 3 — насыпь; 4 — пылеватая органическая глина; 5 — скала

начала постепенно оседать за счет консолидации подстилающей глины. Величина осадки может стать очень большой [52.6]. Она может быть определена с помощью методики, описанной в § 36, и гребень насыпи должен быть отсыпан с соответствующим запасом по высоте над окончательной отметкой. По мере хода консолидации несущая способность насыпи увеличивается.

Наблюдения над каменными набросками, которые служат основанием для волноломов, свидетельствуют о том, что осадка таких насыпей зависит не только от свойств подстилающей глины, но в значительной степени и от метода строительства. В последнее столетие насыпи воздвигались путем сбрасывания больших камней в воду. В результате этого полностью разрушалась структура самого верхнего слоя глины и вызывались значительные местные концентрации напряжений в подстилающем материале. Осадка этих насыпей была очень большой. Примером может служить более старая часть волнолома в порту Специя в Италии. На рис. 168, а изображено сечение этой насыпи. Глубина воды составляла 9,9 м. Влажность мягкой глины была близкой к 100%. Результаты

испытаний пробной нагрузкой свидетельствуют о том, что более глубокие слои имели сопротивление на одноосное сжатие примерно $0,5 \text{ кг/см}^2$. Строительство было начато в 1862 г. Чтобы удержать гребень насыпи на приблизительно постоянном уровне, несмотря на быструю осадку, было необходимо все время досыпать насыпь. Это в свою очередь ускоряло

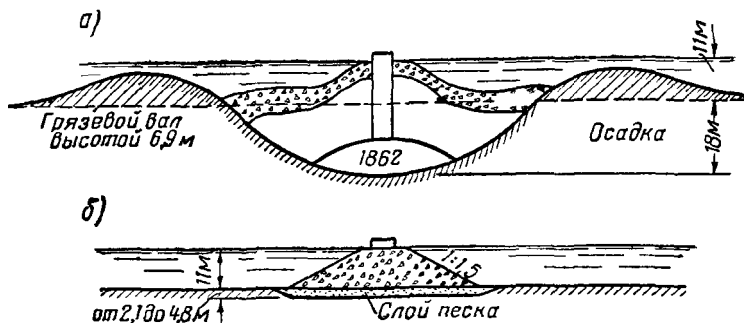


Рис. 168. Волнолом из каменной наброски на мягкой глине в порту Специя (Италия)

а — построенный непосредственно на глине; *б* — на песчаной подушке, которая перед этим отсыпана в неглубокую выемку, пройденную землечерпанием (по Барбери)

осадку. На протяжении 50 лет материал, который понадобилось добавить, был равен слою приблизительно 18 м толщиной. По мере того как осадка увеличивалась, основание насыпи принимало форму, показанную на рис. 168, *а*.

В 1912 г. было начато строительство нового участка волнолома. Чтобы предотвратить чрезмерную осадку этого нового участка, жидкий грунт был удален землечерпанием до глубины в пределах от 2,1 до 4,8 м ниже первоначального уровня и заменен песком с диаметром зерен от 0,2 до 0,4 мм (рис. 168, *б*). Следовательно, когда насыпь была построена, камни легли на песок, вместо того чтобы продавливаться в глину, и в последней не возникало никаких местных концентраций напряжений. По-видимому, в результате этого осадка новой насыпи была незначительной по сравнению с осадкой старой. В конце строительства осадка равнялась 51 см. 9 лет спустя она составила только 81 см. Аналогичный прием был успешно использован при строительстве волноломов в портах Вальпарайзо в Чили и Кобе в Японии.

Разновидности разрушения вследствие расползания

Разрушения вследствие расползания наблюдались только в случаях насыпей, залегающих на слоистых отложениях, включающих слои мягкой глины. Такие насыпи обычно без-

опасны в отношении продавливания, но они могут разрушиться в результате расползания.

В течение последних 20 лет с полдюжины разрушений больших и несколько разрушений малых плотин произошли именно таким образом. Следовательно, устойчивость насыпей над пластами глины заслуживает особого внимания. К крупным катастрофам, вызванным расползанием, относятся разрушение плотины Лафайет в Калифорнии в 1928 г. [52.8], плотины Маршалл-Крик в Канзасе в 1937 г. [52.9] и защитной дамбы Гартфорд в Коннектикуте в 1941 г. [52.10].

Изучение отчетных материалов вскрывает два различных типа разрушения в результате расползания. Один тип отличается относительно медленным оседанием гребня плотины. Откос, если он первоначально был плоским, принимает плавную S-образную форму, как это показано на рис. 160, *а*, и выпирание поверхности грунта распространяется только на короткое расстояние от нижней бровки откоса. Разрушение плотины Чингфорд поблизости от Лондона (Англия) и плотины Лафайет являются поучительными примерами этого типа. Разрушения другого типа происходят очень быстро, и выпирание простирается на большое расстояние от нижней бровки откоса. Во время разрушения плотины Лафайет, которая имела высоту 36 м, гребень осел на 4,5 м на участке длиной около 150 м примерно на 3 дня. С другой стороны, защитная дамба Гартфорд, имеющая высоту только 9 м, разрушилась менее чем за 1 мин. Гребень осел на 4,5 м на протяжении более чем 300 м. Шпунтовый ряд у подножья откоса переместился горизонтально на 18 м, а выпирание распространилось примерно на 45 м от подножья откоса.

Анализ отчетов, описывающих аварии, и изучение причин разрушения показали, что катастрофически быстрый тип разрушения не может произойти и не происходит, если слой глины не содержит непрерывных слоев крупного ила или песка. Поэтому детальные данные о строении глинистых пластов имеют решающее значение, и следует проводить различие между пластами глины с высокопроницаемыми прослойками и без них. В дальнейшем мы рассмотрим сначала причины разрушения в каждом из двух типов глинистых пластов, а затем способы повышения устойчивости насыпей, расположенных на таких пластах.

Расползание насыпи на относительно однородных слоях мягкой глины

Принимается, что слой глины под насыпью, показанной на рис. 169, *а*, является совершенно однородным. Вскоре после начала отсыпки глина начинает консолидироваться, и слой становится более плотным поблизости от своей верхней и ниж-

ней границ. Однако посередине высоты слоя вес насыпи все еще воспринимается избыточным гидростатическим давлением, характеризующимся пьезометрическими уровнями, показанными с левой стороны рисунка. В этой части слоя сопротивле-

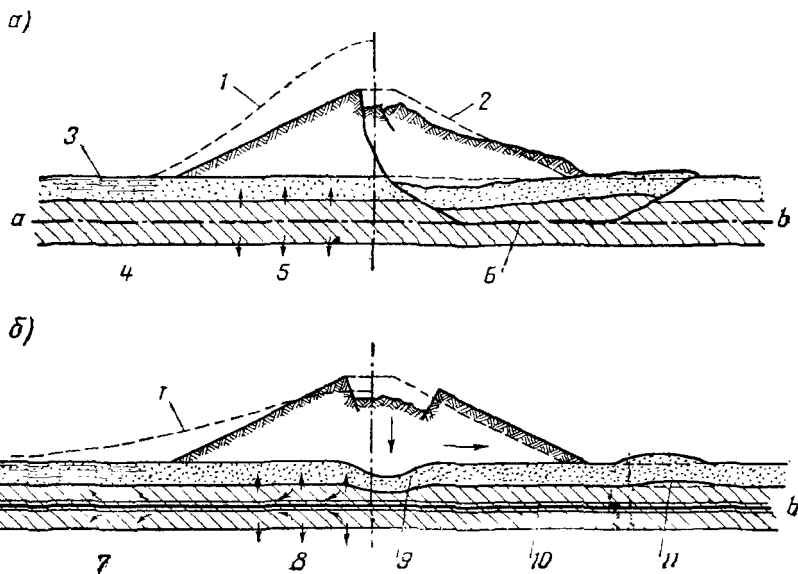


Рис. 169. Схема разрушения основания насыпи, содержащей тонкий пласт глины

а — когда пласт глины не содержит горизонтальных проницаемых прослоек; *б* — когда пласт глины содержит прослойки проницаемого песка или ила; 1 — пьезометрический уровень вдоль *а — б*; 2 — начальный откос; 3 — зеркало воды; 4 — пласт однородной глины; 5 — направление дренирования; 6 — сдвигу сопротивляется сцепление самого слабого слоя; 7 — пласт глины с песком и прослойками ила; 8 — направление дренирования; 9 — зона растяжения; 10 — полное отсутствие сопротивления сдвигу; 11 — зона сжатия

ние глины сдвигу остается равным его начальному значению. Следовательно, если происходит разрушение, то поверхность скольжения проходит по некоторому слою с минимальным сопротивлением сдвигу, расположенному поблизости от середины высоты глинистого слоя. Чтобы определить значение минимального сопротивления сдвигу, должно быть проведено исследование прочности на одноосное сжатие (см. § 45). Поскольку прочность на сжатие глины, очевидно, колеблется как в горизонтальном, так и в вертикальном направлениях, установление подходящей для расчета величины сцепления требует опыта, здравого смысла и детального исследования характера строения отложения глины. Точно так же важно убедиться в том, что глина действительно не содержит непрерывных прослоек из песка или пыли.

После того, как выбрано подходящее значение сопротивления сдвигу, коэффициент устойчивости может быть определен методом, описанным в § 31 в связи со сложными поверхностями скольжения. Поскольку вдоль горизонтальной части поверхности скольжения существует заметное сопротивление сдвигу, откос принимает характерную S-образную форму, показанную на рис. 169, а.

Расползание насыпи на слоях глины с прослойками из песка и пыли

Если глина содержит относительно непрерывную прослойку песка или пыли, то избыточная вода из центральной части слоя дренируется не только вертикально через верхнюю и нижнюю части слоя, но также и горизонтально через весьма проницаемые прослойки, как это показано на рис. 169, б. Поэтому в прослойках возникает высокое избыточное гидростатическое давление. В ряде случаев существование гидравлических условий типа, показанного пьезометрическими уровнями на рис. 169, б, было продемонстрировано наблюдениями по манометрам в полевых условиях. Разница между избыточным давлением поровой воды и весом залегающего сверху грунта и насыпи является максимальной вблизи от краев подошвы откоса. В этих местах сопротивление сдвигу прослоек без сцепления, очевидно, уменьшается до нуля, и единственное сопротивление расползанию насыпи оказывается пассивным давлением земли, расположенной над и за пределами поверхности скольжения. Если это давление преодолевается, то внешние части насыпи сдвигаются всей своей массой в стороны от оси, а средняя часть оседает, образуя корытообразную выемку, как это показано на рис. 169, б. Поскольку грунтовые условия никогда не бывают точно симметричными относительно осевой линии насыпи, разрушение происходит только с одной стороны, но едва ли возможно предсказать заранее, с какой именно. Корытообразная осадка, характерная для этого типа разрушения, наблюдалась неоднократно.

Коэффициент устойчивости против сдвига зависит от определения избыточного гидростатического давления в пределах проницаемых прослоек, которое в свою очередь зависит от неизвестных местных колебаний проницаемости и от других неизвестных деталей геологического строения. Практические осложнения, вызываемые такого рода неопределенностью, иллюстрируются рис. 170. Для показанной на нем насыпи было проведено в период проектирования разведочное бурение вдоль осевой линии. Поскольку ни в одной из скважин не были обнаружены проницаемые прослойки, проектировщик принял, что во время строительства гидростатические условия

будут такими, как это указано пунктирной пьезометрической линией. Эти условия являются нормальными и не подвергают опасности устойчивость основания насыпи. В действительности же глина содержала прослойку мелкого песка, расположенную под правой стороной плотины. Так как гидростатическое давление свободно передается через такие прослойки,

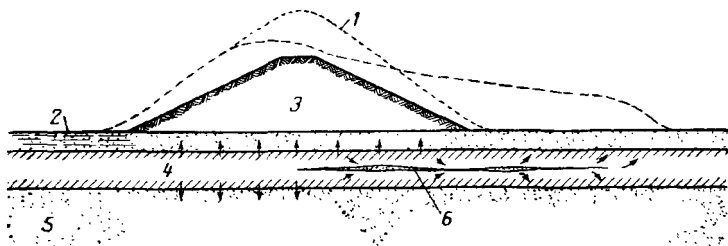


Рис. 170. Влияние на гидростатическое давление наличия замкнутой проницаемой прослойки в пласте глины под насыпью

1 — пьезометрические уровни в случае отсутствия песчаной линзы; 2 — зеркало воды; 3 — насыпь; 4 — пласт однородной глины, сопротивление сдвигу обусловлено сцеплением; 5 — песок; 6 — песчаная линза, сопротивление сдвигу отсутствует

то эпюра давления в действительности приняла характер, указанный линией из штрихов, и насыпь разрушилась, как это показано на рис. 169,б.

Следовательно, если геологические условия указывают на то, что глина может содержать высокопроницаемые прослойки, то риска разрушения можно избежать только при условии устройства очень пологих откосов насыпи за счет большого увеличения количества материала, или же используя один из методов, описанных ниже.

Методы увеличения устойчивости насыпей над тонкими слоями мягкой глины

Если подошва слоя мягкой глины расположена на глубине меньше чем 1,5—1,8 м от поверхности грунта, то рекомендуется удалить глину по всей ширине насыпи. В противном случае проектировщик может сделать выбор между двумя возможностями. Он может поставить условие, чтобы насыпь строилась более медленно, чем скорость процесса консолидации глины посередине высоты слоя, или же он может принять меры к ускорению процесса консолидации с помощью фильтровых колодцев. Каждый из этих методов должен быть рассмотрен независимо от того, содержат ли слои глины такие проницаемые прослойки или нет.

Чтобы осуществить первый метод, проектировщик должен знать интенсивность консолидации внутренней части слоя.

Не следует полагаться только на расчеты, так как результат может оказаться ненадежным из-за какой-либо незамеченной геологической детали, как, например, наличие высококоллоидальных прослоек. Расчет следует проводить только для того, чтобы предварительно определить максимальную скорость, с которой насыпь может быть построена. Чтобы исключить риск разрушения, за процессом консолидации следует наблюдать в полевых условиях с помощью манометров, измеряющих поровое давление, и скорость строительства необходимо согласовывать с установленными данными. Это является крупным недостатком, потому что может повлечь за собой недопустимое затягивание строительства.

Если результаты расчетов показывают, что нормальный процесс консолидации является слишком медленным, чтобы им можно было воспользоваться как средством стабилизации основания насыпи, то следует рассмотреть способ ускорения этого процесса с помощью вертикальных фильтровых колодцев. Этот метод уже описан выше.

Выводы

На очень мягком грунте высокие насыпи могут быть возведены только одним из двух методов. Первый состоит в вытеснении мягкого грунта весом насыпи. Чтобы избежать чрезмерного понижения после окончания строительства, насыпь должна отсыпаться на 4,5—6 м выше окончательной отметки и излишний материал должен быть удален после того, как насыпь осела. Второй метод состоит в ускорении консолидации с помощью фильтровых колодцев, достигающих нижней части слоя. Колодцы отводят воду в дренажные трубы, расположенные у подошвы насыпи. Чтобы установить наиболее экономичный способ, необходимо подготовить карту поверхности твердого основания мягкого слоя. Там, где глубина слоя меньше 1,5—1,8 м, может оказаться выгодным удалить мягкий грунт путем экскавации.

Проектирование насыпей, которые должны быть построены над толстыми слоями мягкой глины, начинается с расчета устойчивости. Этот расчет должен проводиться по методу средних напряжений. При нормальных условиях коэффициент устойчивости против проседания должен быть не менее 1,5. Однако, если насыпь очень длинная, то может оказаться более экономичным исходить при проектировании из коэффициента устойчивости 1,2 или 1,1, определять местоположение самых слабых мест в основании с помощью наблюдений над выпиранием во время строительства и покрывать площади выпора контрбанкетами из толстого слоя насыпи.

Требуется особая бдительность, если насыпь должна быть построена на слоистом грунте, содержащем пласты мягкой

глины. Целый ряд катастрофических аварий имел место из-за того, что устойчивость основания этого типа была переоценена. Если слои глины не содержат ни песчаных, ни пылеватых прослоек, то сопротивление расползанию зависит от среднего сопротивления сдвигу наиболее слабых слоев основания. Поскольку исключительно слабые слои не являются обязательно непрерывными, то их наличие может ускользнуть от внимания даже опытного изыскателя. Если глина содержит прослойки из песка или пыли, то сопротивление расползанию зависит, главным образом, от порового давления в прослойках. Это давление изменяется во время строительства, и точное предсказание его величины практически невозможно. Известны только два надежных метода, предупреждающих разрушение от расползания вдоль таких прослоек. Это — периодические измерения порового давления во время строительства с целью заблаговременного обнаружения угрожающей опасности и снятие порового давления путем соответствующих дренажных мероприятий.

ЛИТЕРАТУРА

52.1. Blasters, Handbook. E. I. Dupont de Nemours and Company, Inc., Wilmington, Del., 1942, стр. 234—239.

Применение взрывов для ускорения осадки насыпей на мягких грунтах.

52.2. J. Fulscher, Construction of the Kaiser Wilhelm canals, Berlin, 1898. Проектирование и постройка дамб методом вытеснения.

52.3. B. K. Hough, Jr., Stability of embankment foundations, „Trans. ASCE“, vol. 103, 1938, стр. 1414—1431; дискуссия стр. 1450—1452.

Испытание на моделях и расчет устойчивости каменной набросной плотины, намеченной к возведению методом вытеснения на строительстве гидроузла Пассамакводи.

52.4. O. J. Porter, Studies of fill construction over mud flats including a description of experimental construction using vertical sand drains to hasten stabilization, Proc. Intern. Conf. Soil mech., Cambridge, Mass., 1936, vol. I, стр. 229—235.

52.5. E. V. Gottstein, Two examples concerning underground sliding caused by construction of embankments and static investigations on the effectiveness of measures provided to assure their stability, Proc. Intern. Conf. Soil mech., Cambridge, Mass., 1936, vol. III, стр. 122—128.

Предположения относительно угла внутреннего трения глины, в которой произошел сдвиг, являются произвольными и излишними.

52.6. Subsidence of earth fills as a factor in valuation, „Eng. News-Record“, vol. 86, стр. 434—436.

Данные бурения, показывающие вытеснение мягких грунтов железно-дорожными насыпями.

52.7. M. C. Barberis, Recent examples of foundations of quay walls resting on poor subsoil, Studies, Results obtained, XVI Intern. Congr. navigation, Brussels, 1935.

Теоретическая интерпретация наблюдавшегося поведения волнолома несколько противоречива. Это объясняется отчасти произвольными допущениями относительно коэффициента внутреннего трения илистого грунта.

52.8. Reconstruction of Lafayette dam advised, „Eng. News-Record“, vol. 102, 1929, стр. 190—192.

Разрушение от расползания.

52.9. Foundation of earth dam fails, „Eng. News-Record“, vol. 119, 1937, стр. 532.

Разрушение плотины Маршал-Крик от расползания:

52.10. Foundation failure causes slump in big dike at Hartford, Conn. „Eng. News-Record“, vol. 127, 1941, стр. 142.

Разрушение при быстром расползании.

52.11. L. F. Cooling and H. Q. Golder, The analysis of the failure of an earth dam during construction „J. Inst. civil engs“, London, paper 5324, № 1, Nov. 1942, стр. 38—55; дискуссия стр. 289—304.

Разрушение от расползания.

52.12. K. E. Fields and W. L. Wells, Pendleton levee failure „Trans. ASCE“, vol. 109, стр. 1400—1413; дискуссия стр. 1414—1429.

См. также: [51.9] стр. 180—182 — обзор американской практики строительства автодорожных насыпей на очень мягких грунтах; [51.4] — краткое обсуждение строительства дамб на неблагоприятных грунтах.

ФУНДАМЕНТЫ

§ 53. ФУНДАМЕНТЫ СООРУЖЕНИЙ

Типы фундаментов

Фундаментом называется та часть сооружения, которая служит исключительно для передачи веса сооружения на естественный грунт.

Если подходящий слой грунта расположен на относительно небольшой глубине, то здание может опираться непосредственно на него посредством фундаментов мелкого заложения. Однако если верхние слои являются слишком слабыми, то нагрузка переносится на более подходящий материал на большей глубине с помощью свай и столбов или опор. Фундаменты мелкого заложения бывают двух типов. Если одна плита покрывает несущий пласт грунта под всей площадью сооружения, то такой фундамент называется сплошной плитой. Если различные части здания опираются на грунт независимо, то отдельные фундаменты называются башмаками. Фундамент, который поддерживает группу колонн, называется групповым, а фундамент, который поддерживает стену, называется ленточным.

Глубина заложения фундамента D_f — это вертикальное расстояние между подошвой фундамента и поверхностью земли, если подошва не расположена под подвалом или если сооружение не является опорой моста. В этих случаях глубина заложения определяется относительно пола подвала или дна реки. Основная разница между фундаментами мелкого заложения и опорами заключается в величине соотношения D_f/B , где B — ширина подошвы. Для фундаментов мелкого заложения D_f/B обычно находится в пределах между 0,25 и 1, в то время, как для опор оно обычно больше 5 и может даже достигать значения 20. Однако массивные фундаменты мостов обычно называются опорами независимо от значения D_f/B . В зависимости от этого значения опоры мостов проектируются в соответствии с теми же правилами, что и соответствующие фундаменты или опоры зданий.

Минимальная глубина заложения фундаментов зданий

Условия, которые определяют минимальную глубину заложения фундаментов для зданий, иллюстрируются рис. 171, на котором показано поперечное сечение здания с подвалом под внутренней частью.

Первое требование сводится к тому, чтобы подошва каждого фундамента была расположена ниже глубины, до которой грунт подвергается сезонным изменениям объема, вызванным чередованием влажного и засушливого времени года. Эта

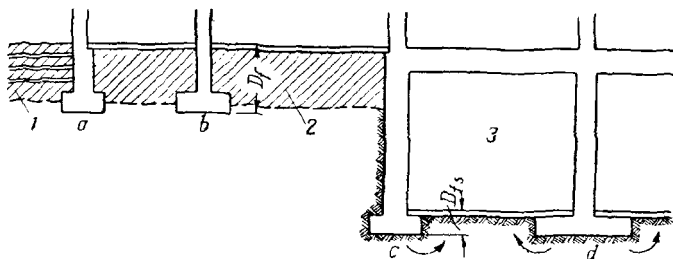


Рис. 171. Схематический разрез по фундаментам здания с подвальным этажом под центральной частью

1 — ледяные прослойки во время сильных морозов; 2 — зона сезонных изменений объема; 3 — подвал

глубина обычно не превышает 1,2 м, но существуют заслуживающие внимания исключения из этого правила. Одно из них было упомянуто в § 21 в связи с сезонным набуханием и усадкой некоторых глин в центральных районах Техаса. Хотя эти глины являются достаточно плотными, чтобы нести нагрузку в 2—3 кг/см² без заметных осадок, однако сезонные изменения объема вынуждают строить даже легкие сооружения на опорах, которые заглубляются более чем на 6 м [53.1]. Аналогичные сезонные изменения объема, достигающие большой глубины, наблюдались в некоторых частях Бирмы [53.2]. Извлечение из грунта воды системой корней больших деревьев, расположенных поблизости от зданий, также бывало причиной существенных и вредных неравномерных осадок.

Подошва каждого фундамента должна быть расположена также ниже глубины, до которой структура грунта значительно ослабляется отверстиями от корней и ходами, образованными живущими в норах животными или червями. Нижнюю границу ослабленной зоны можно легко различить на стенках опытных шурфов.

В районах с влажным климатом фундаменты внешних колонн или стен должны быть расположены ниже уровня, до которого мороз может вызывать заметное пучение (§ 21).

В северо-восточной части США эта глубина может достигать 1,5 м. Следовательно, внешние стены или колонны могут требовать более глубоких фундаментов, чем внутренние колонны.

Подвальные этажи обычно располагаются гораздо ниже минимальной глубины, которая требуется для фундаментов зданий без подвалов. Следовательно, при нормальных условиях минимальная глубина фундаментов стен подвальных этажей *c* и *d* на рис. 171 определяется исключительно конструктивными требованиями. Должны учитываться исключения из этого правила, если могут возникнуть условия, которые в дальнейшем повлияют на целостность грунта в основании. В одном случае большая неравномерная осадка здания, залегающего на средней глине, была вызвана постепенным высыханием глины, окружавшей глубокое котельное помещение. В условиях низкой влажности и высокой температуры воздуха в котельном помещении вода из глины испарялась через бетонные стены подвала. В другом случае здание на мелком песке осело вследствие стекания грунтовой воды через раскрывшиеся стыки в дефектные сточные трубы, расположенные ниже уровня подошвы фундамента. Вода выносила песок в сточные трубы, и осадка произошла вследствие эрозии грунта. Следовательно, прежде чем решать вопрос о минимальной глубине фундамента здания с подвальными этажами, необходимо рассмотреть возможность последующих искусственных изменений условий, в которых находится грунт.

Минимальная глубина заложения мостовых опор

Каждый раз, когда уровень воды в реке поднимается, грунт, который образует русло реки, начинает уноситься на большей части длины и ширины реки, и дно реки углубляется. Этот процесс известен как размыв. Минимальная глубина фундаментов быков моста определяется условием, согласно которому подошва фундамента должна быть несколько ниже уровня, до которого река может размывать дно во время паводка.

На тех участках реки, где высокие насыпи и защитные дамбы не дают паводковой воде растекаться в горизонтальном направлении на широкой площади, размыв может быть очень глубоким даже в русле, в котором нет препятствий в виде быков моста. Рис. 172 иллюстрирует эту возможность. На рис. 172, *a*, показано сечение русла реки Колорадо поблизости от Юма, штат Аризона. Русло реки состоит из мелкого илистого песка и ила. Когда уровень воды в реке поднялся на 4,2 м, отметка дна реки опустилась на 10,8 м.

Рис. 172, *б* изображает сечение горного потока между устоями моста. Русло реки состоит из крупного песка и гравия с высоким процентом больших булыжников. Подъем уровня

воды в реке на 1 м сопровождался размывом глубиной от 60 см до 3,75 м.

Помехи течению со стороны быков моста увеличивают размеры размыва, в особенности поблизости от быков. Влияние формы быков на топографию углубления, образованного раз-

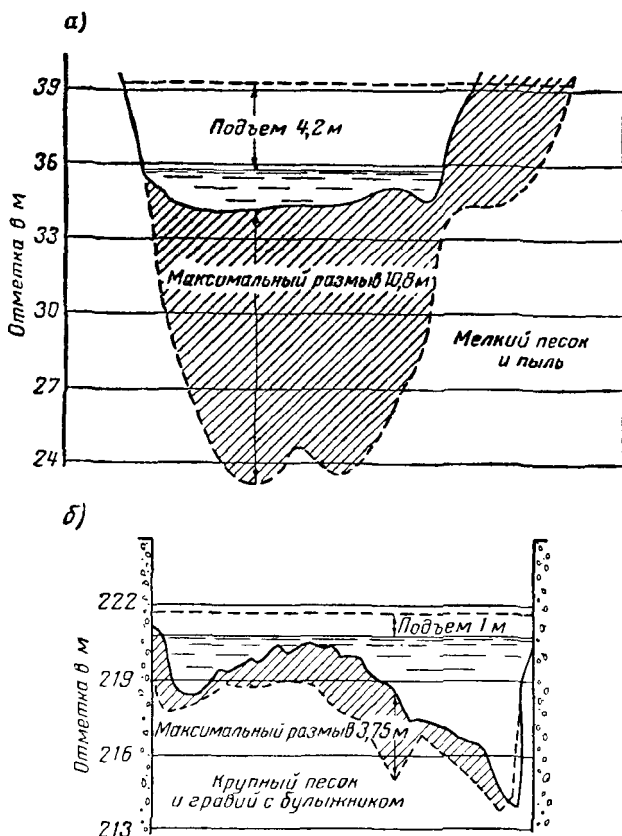


Рис. 172. Размыв, вызванный паводком

а — в незастроенном русле р. Колорадо вблизи Юма, штат Аризона;
б — между устоями моста над р. Драу в Восточных Альпах. Горизонтальный масштаб в 10 раз больше вертикального

мывом, иллюстрируется рис. 173; эти данные основываются на результатах модельных испытаний.

Размыву не всегда уделяется то внимание, которого он заслуживает, вследствие чего разрушение мостов по этой причине не является необычным. Разрушение может произойти даже при условиях, которые кажутся исключаящими риск размыва. В бурной реке в Колорадо подошва быка моста была заложена на глубине 3 м от дна русла реки. На этой глубине

русло реки содержало валуны размером вплоть до $0,25 \text{ м}^3$, которые были так плотно заклинены, что дальнейшая разработка была бы практически невозможна без взрывных работ. Поэтому опора и была заложена на упомянутой глубине. Однако первый же паводок после окончания строительства вызвал разрушение быка.

Поблизости от восточного побережья США опора моста была заложена на 60 см ниже поверхности слоя гравия толщиной $2,1 \text{ м}$. Гравий был покрыт $2,4 \text{ м}$ мягкого ила. Во время

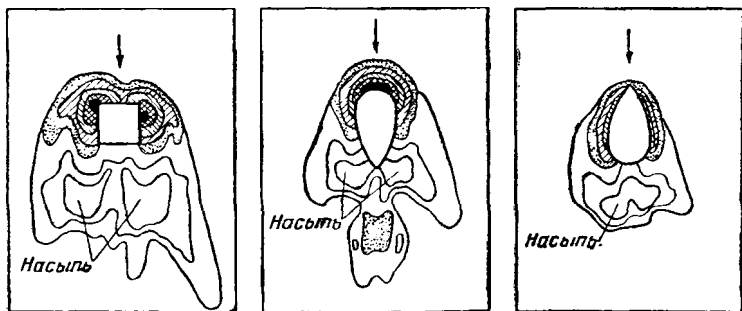


Рис. 173. Результаты исследований на модели влияния формы быков моста на размыв (по Ребону)

исключительно высокого паводка бык сильно осел. После того как вода спала, гравий все еще находился под илом. Из описания аварии можно было сделать вывод, что осадка обусловлена размывом гравия, чему предшествовало полное удаление залегающего сверху слоя ила. Во время спада паводка сверху осел новый слой ила.

В тех частях реки, где паводок имеет возможность разлиться на широкой площади, размыв может быть незаметным. Местами русло реки может даже подняться. Однако мосты обычно располагаются в пунктах, где эти условия не удовлетворяются. Кроме того, в любом заданном поперечном сечении реки место максимально глубокого размыва может перемещаться из года в год таким образом, что его невозможно предугадать.

Поскольку надежные прогнозы размыва требуют большого и разнообразного опыта в области гидравлики русел, они могут делаться только специалистами в этой области. Ввиду неизбежной неуверенности, связанной с такими прогнозами, требуется большой коэффициент запаса. Если специалистом-гидравликом не были проведены никакие исследования размыва и если, кроме того, глубина до скалы или до неподдающегося размыву слоя является очень большой, то рекомен-

дуется закладывать подошву фундамента на глубине ниже дна русла в межень, минимум в 4 раза превышающей максимальной известный подъем уровня воды в реке.

Допускаемое давление на грунт

Каждый фундамент должен удовлетворять двум не зависящим друг от друга условиям. Во-первых, коэффициент устойчивости основания против выпирания должен быть не меньше 3, что является минимальным коэффициентом запаса, обычно требуемым нормами при проектировании сооружений. Во-вторых, деформация основания сооружения, обусловленная неравномерной осадкой, не должна быть настолько большой, чтобы нанести ущерб сооружению.

Не существует определенного соотношения между коэффициентом устойчивости против выпирания и осадкой. Поэтому оба эти фактора требуют независимого анализа. Поскольку теоретические методы определения коэффициента устойчивости против выпирания грунта, приведенные в § 29, являются простыми и довольно надежными, то ими можно пользоваться без существенных изменений при проектировании фундаментов. С другой стороны, методы определения величины и распределения осадок являются громоздкими и во многих случаях очень ненадежными. Этот факт предопределяет методику установления допускаемого давления на грунт каждый раз, когда проект должен основываться на расчетах осадок.

Так как все материалы, включая грунты и скалу, являются сжимаемыми, то каждый фундамент садится. Если подошва сооружения во время осадки остается плоской, то величина осадки не будет иметь значения. Однако если подошва прогибается во время осадки, то сооружению может быть нанесен ущерб. По этой причине распределение осадок сооружения является значительно более важным, чем их максимальная величина. В то же время его гораздо труднее определить.

В соответствии с § 36 величина и распределение осадок нагруженной площади зависят от физических свойств грунта, расположенного под этой площадью, от ее размеров, от глубины залегания фундамента и от положения уровня воды. Если здание покоится на отдельных фундаментах, то расчет осадок еще больше осложняется тем фактом, что грунтовые условия под различными фундаментами являются, как правило, различными (§ 45). Точное определение влияния всех этих факторов на осадку практически невозможно. Поэтому при нормальных условиях проектировщик вынужден определять осадку на основе простых полуэмпирических правил. Теория осадок (§ 36) может быть использована исключительно лишь как основа для рационального объяснения результатов опы-

тания грунта пробными нагрузками и для определения пределов пригодности полуэмпирических правил. Уточненные расчеты осадок оправдываются только в том случае, если грунт содержит слои мягкой глины, расположенные под подошвой фундамента или под концами свай (§ 54—56).

Полуэмпирические правила определения осадок основываются на наблюдаемых соотношениях между результатами такого простого полевого испытания, как испытание на пенетрацию, интенсивностью нагрузки и поведением существующих сооружений. Каждое соотношение такого типа является статистическим и содержит более или менее существенные отклонения от среднего значения. Опыт показывает, что соотношение, определенное для хорошо изученного в геологическом отношении района, всегда дает меньшие отклонения, чем соответствующее соотношение для всех отложений данного вида, определенное независимо от их геологического происхождения или окружения. Однако в этой книге могут быть рассмотрены только соотношения последнего типа. Ввиду широких колебаний они могут служить основой для проектирования только при больших запасах. Поэтому каждый раз, когда проводятся обширные строительные работы на определенной площади, как например, на территории большого города, правила, которые даются ниже, должны проверяться на основе местного опыта. Если обнаруживается, что они слишком осторожны именно для данного района, они могут быть соответственно видоизменены.

Например, в соответствии с одним из общих соотношений, рассмотренных ниже, песок, имеющий найденное стандартным испытанием на пенетрацию значение N , равное 25 (стр. 305), обладает средней плотностью, и если уровень грунтовой воды расположен поблизости от подошвы фундамента, то допускаемое давление на этот песок под широким фундаментом будет равно около $2,4 \text{ кг/см}^2$. Однако местные испытания показали, что у южного конца озера Мичиган поблизости от границы между штатами Иллинойс и Индиана отложения песка, имеющие значение N , равное 25, в действительности представляют собой плотный песок, который безопасно может быть подвергнут нагрузке $3,2 \text{ кг/см}^2$ под широкими фундаментами.

Пока местные нормы не установлены, требования безопасности предписывают производить проектирование на основании более осторожных общих правил. Вследствие дополнительных расходов, связанных с этим, накопление данных наблюдений, необходимых для установления местных норм, представляет собой очень выгодное мероприятие и его следует всячески поощрять. Только таким путем инженер может наиболее полно выявить необходимые характеристики основных местных типов грунта.

В следующих параграфах рассматриваются методы приспособления четырех основных типов фундаментов к грунтовым условиям.

ЛИТЕРАТУРА

53.1. См. 21.2. Влияние периодического высыхания и насыщения грунта до большой глубины на поведение фундаментов в центральном Техасе.

53.2. См. 21.3. То же, что и выше, но в Бирме.

53.3. L. G. Straub, *Mechanics of rivers, in Physics of the earth — part IX, Hydrology*, edited by O. E. Meinzer, McGraw-Hill book company, first edition, New York, 1942, стр. 614—636.

Общий анализ сезонных изменений русла рек.

53.4. K. Terzaghi, *Failure of bridge piers due to scour*, Proc. Intern Conf. Soil mech., Cambridge, Mass, 1936, vol. II, стр. 264.

Дискуссия, том III, стр. 238.

53.5. E. C. Murphy, *Changes in bed and discharge capacity of the Colorado River at Yuma, Ariz.*, „Eng. News,” vol. 60, 1908, стр. 344.

§ 54. РАЗДЕЛЬНЫЕ ФУНДАМЕНТЫ

Происхождение и недостатки общепринятых методов проектирования

Наиболее важной стадией проектирования отдельных фундаментов является определение максимального давления, которое может быть приложено к основанию без разрушения нагруженного грунта или без чрезмерной осадки. Существующие методы определения этого давления возникли много лет тому назад и имеют много недостатков. До XIX в. несущая конструкция большинства крупных зданий состояла из прочных, но не вполне жестких капитальных стен, соединенных между собой такими же массивными внутренними стенами, пересекающими друг друга под прямыми углами. Так как подобные здания могли выдерживать без ущерба большие осадки, то их строители уделяли мало внимания фундаментам, ограничиваясь увеличением толщины стены у подошвы. Если грунт был явно слишком слабым, чтобы воспринимать нагрузку, то стены опирали на сваи. Когда воздвигались какие-либо исключительные сооружения с большими куполами, сводами или тяжелыми отдельными колоннами, то проектировщики проявляли тенденцию несколько занижать размеры фундаментов, потому что они не располагали ни правилами, ни опытом, которыми могли бы руководствоваться. Вследствие этого многие важные здания обрушивались или сильно повреждались.

Развитие конкурирующих друг с другом промышленных предприятий в течение XIX в. выдвинуло потребность в больших, но недорогих зданиях. Появившиеся типы последних оказались более чувствительными к неравномерным осадкам, чем их предшественники. Кроме того, многие из наиболее целесообразных мест строительства сооружений находились

в районах, которых раньше избегали вследствие заведомо плохих грунтовых условий. В результате проектировщики были поставлены перед необходимостью разработать применимые при любых грунтовых условиях надежные методы определения размеров фундаментов данного здания таким образом, чтобы все они испытывали примерно одинаковые осадки.

Чтобы удовлетворить этому требованию, в 70 годах XVIII в. в различных странах появилось понятие о «допускаемом давлении на грунты». Это понятие основывалось на том очевидном факте, что при относительно одинаковых грунтовых условиях фундаменты, передающие на основание давление высокой интенсивности, обычно садятся больше, чем те, которые передают меньшее давление. Учитывая этот факт, проектировщики начали проводить наблюдения над зданиями, оказывающими неодинаковое давление на грунт. Давление под фундаментами всех тех зданий, которые проявляли симптомы разрушения, вызванного осадкой, рассматривалось как слишком большое для данного грунта. Максимальное давление, не сопровождавшееся повреждениями постройки, рассматривалось как удовлетворительная основа для проектирования и принималось в качестве допускаемого давления на грунт или допускаемой несущей способности. Значения, полученные для каждого типа грунта в данной местности с помощью этой чисто эмпирической процедуры, сводились в таблицы допускаемых давлений на грунты, которые затем включались в строительные нормы, действующие в данном районе. Выдержки из строительных норм различных американских городов приведены в табл. 19.

Хотя большинство существующих строительных норм содержит таблицы допускаемых давлений на грунт, все же они не дают никаких указаний относительно происхождения этих значений и никаких объяснений значения термина «допускаемое давление на грунт». В результате этого упущения создавалось мнение, что осадка здания будет равномерной и не повлечет никаких последствий, если давление на грунт под каждым фундаментом будет равно допускаемому давлению. Считалось, что размеры нагруженной площадки и тип здания являются несущественными. Некоторые инженеры даже думают, будто здание с фундаментами, которые передают грунту давление, равное допускаемому, вообще не будет садиться.

Многие фундаменты, спроектированные на основе таблиц допускаемого давления на грунт, оказались вполне удовлетворительными, но время от времени имели место неудачи, и сооружения испытывали чрезмерную осадку. Поскольку инженеры полагали, что фундаменты не могут заметно оседать, если не превышаетсся допускаемое давление, они относили аварии за счет ошибочной классификации грунта. Они пола-

Продолжение табл. 16

Величина грунтов	Севаст., 1920	Аляска, 1911	Бостон, 1926	Чикаго, 1924	Копенгаген, 1927	Леввер, 1927	Луневиль, 1928	Миннеаполис, 1917	Льво-Апрк, 1924	Льво-Лорк, 1928	Тихоокеанское побережье, 1928	Финляндия, 1929	Портленд (Орегон), 1924	Питмун, 1908 - 1912	Сент-Луис, 1917	Сент-Лорк, 1910	Дзесконишвилл, 1922	Проект норм. Нью-Йорк, 1929
16 Суглинок крепкий сухой	3-4	2-3	-	-	-	1-2	-	-	-	3	-	-	-	-	-	-	3	-
17 Песок плотный сухой	3	2-3	-	-	3	2-4	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
18 Плотный песок дрена- рования	-	-	-	-	3	-	4	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
19 Глина твердая	-	3-4	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
20 Песок мелкозернистый мокрый	-	-	3	-	-	-	-	-	-	-	3	-	-	-	-	-	-	-
21 Песок умеренно сухой	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
22 Песок умеренно сухой и глини	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	3	-	-	-	-	-
23 Глина или мягкий песок плотные и сухие	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	3	-	-	-	-
24 Песок очень плотный крупный	-	3-4	-	-	-	4-6	4	4	4	4	4	4	4	4	-	4	4	4
25 Гравий	-	3-4	-	-	-	-	-	4	4	4	4	4	4	4	-	4	4	4
26 Глина сухая, твердая	-	-	-	-	-	-	-	-	-	4	4	4	4	4	-	-	-	-
27 Глина в мощных на- стилках, всегда сухая	4	-	-	-	-	4-6	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
28 Скала известная и глини- стая	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
29 Глина тонкозернистая сухая	-	2-3	-	-	-	-	-	-	4	-	-	-	-	-	-	-	-	-
30 Глина пластичная, не- размешанная или не пе- ремешанная с песком	-	-	4	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
31 Песок мелкозерни- стый, сухой	-	-	-	-	4	-	-	-	-	-	-	4	-	-	-	-	-	-

Продолжение табл. 19

Виды грунтов	Экспр., 1920	Атланта, 1911	Бостон, 1926	Чикаго, 1924	Кампдена, 1927	Лендер, 1927	Миннеаполис, 1911	Нью-Йорк, 1924	Нью-Йорк, 1922	Лихосежское подорожье, 1928	Финляндия, 1929	Нортона (Ортен), 1924	Ричмонд, 1908-1912	Сент-Луис, 1917	Сент-Пол, 1910	Джесонсвилл, 1922	Проект жорн Нью-Йорка, 1929
32 Песок уплотненный, крупный и средний	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
33 Гравий и крупный песок в массах	5	1	1	1	8	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
34 Песок мокрый или сухой, средний или крупный	1	1	5	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
35 Глина твердая голубая, смешанная с песком	1	1	5	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
36 Песок плотный, крупный и гравий	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
37 Гравий, уплотненный песком и твердая желтая глина	1	1	6	1	1	10	1	1	1	1	5	1	1	1	1	1	1
38 Гравий или крупный песок с примесью гравия	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
39 Орбитин	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
40 Садок твердый глинистый, прикритый сверху	6	1	1	1	6	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
41 Садок глинистый и орбитин	1	1	10	1	1	1	1	1	1	1	8	1	1	1	1	1	1
42 Скала известковая	1	1	5	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
43 Скала мягкая	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
44 Скала средняя	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
45 Скала	10	15	100	10	10	10-200	1	40	10	15	24	1	1	1	1	1	1

Из Architects and Builders Handbook, 1931.

гали, что допускаемое давление было выбрано неверно, так как термины, используемые для описания грунта в полевых условиях и в строительных нормах, имели различный смысл. Чтобы избежать этой трудности, постепенно стало общепринятым выбирать допускаемое давление на грунт на основании испытаний пробной нагрузкой.

Испытание пробной нагрузкой производится с помощью увеличения давления на штамп небольшими ступенями и измерения соответствующих осадок. Штамп помещают на дно

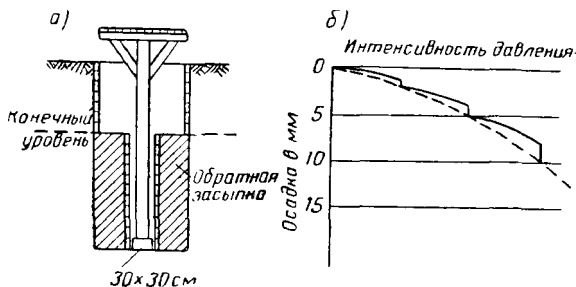


Рис. 174

а — схема испытания пробной нагрузкой для выбора допускаемого давления на грунт; *б* — один из обычных методов построения графика испытания пробной нагрузкой

шурфа на отметке подошвы фундамента. По желанию лица, проводящего испытание, штамп может быть окружен кожухом, а шурф засыпан до отметки планировки (рис. 174, *а*), или же шурф может быть сделан таким большим, что штамп окажется в центре горизонтальной площадки дна. Результаты испытаний изображаются кривыми зависимости осадок от нагрузки (рис. 174, *б*). Ниже описываются два из наиболее обычных способов производства испытаний и интерпретации результатов.

По первому способу нагрузка прикладывается к квадратному или круглому штампу любых размеров, выбранных исследователем. Допускаемое давление q_a принимается как некоторая доля, например половина, от среднего давления на штамп в момент разрушения. Этот способ вызывает ряд возражений. Прежде всего, если кривая осадок под нагрузкой аналогична C_2 на рис. 72, то определенной разрушающей нагрузки фактически нет. Во-вторых, размеры штампа, которые являются произвольными, могут иметь большое влияние на предельную несущую способность (см. § 29). Следовательно, используя эту методику, два различных исследователя могут получить совершенно различные значения q_a для одного и того же грунта.

Второй способ состоит в загрузении штампа площадью в 1 фут² (в США) или 0,1 м² (в странах, где принята метрическая система мер)¹. Допускаемое давление q_a произвольно определяется как половина нагрузки, при которой осадка штампа составляет 0,5 дюйма (1,27 см) в США или 1 см в странах с метрической системой мер. Этой методике, хотя и она является произвольной, следует отдать предпочтение, потому что два различных исследователя получают, по крайней мере, одно и то же значение q_a для того же самого грунта.

Существует много других методик проведения испытаний пробной нагрузкой и много других правил интерпретации результатов испытаний. Однако какой бы ни была методика, результаты испытаний отражают свойства только того грунта, который расположен в пределах глубины, не более чем в 2 раза превосходящей ширину штампа, в то время как осадка фундаментов зависит от свойств значительно более мощного слоя грунта. Вследствие этого, если характер грунта изменяется за пределами глубины примерно в 2 раза большей, чем ширина штампа, как это обычно бывает, то результаты испытаний будут безусловно приводить к ошибочным выводам. Так как стало почти общепринятым назначать допускаемые давления на грунты без учета размеров фундамента, типа сооружения и других существенно важных факторов, неудивительно, что возрастающее использование испытаний пробной нагрузкой не снизило существенно количества неудач при проектировании. Действительно, имело место несколько случаев полного разрушения оснований, несмотря на добросовестное проведение испытаний пробной нагрузкой. Чтобы сократить риск ошибок при проектировании, допускаемое давление на грунт следует выбирать не только в зависимости от результатов испытаний пробной нагрузкой или эквивалентных им испытаний, но также и в соответствии с характером грунтового профиля и самого фундамента. Часть необходимых для этого данных может быть получена из теорий, изложенных в § 29, 35 и 36. В остальном необходимо опираться на опыт строительства.

Вследствие большого разнообразия грунтов и их комбинаций на практике нельзя предложить единого метода определения допускаемого давления на грунт, который был бы пригоден при всех обстоятельствах. Методика всегда должна приспособляться к грунтовым условиям, которые устанавливаются в результате разведочного бурения. В частности, эта методика зависит от активной глубины. Этот термин относится к глубине, в пределах которой нагрузка на основа-

¹ В СССР общеприняты штампы площадью 5 тыс. см² или 0,5 м². (Ред.).

ние изменяет напряженное состояние грунта в достаточных размерах, чтобы вызвать заметную осадку.

Активная глубина зависит не только от размеров фундамента и от нагрузки, которую он несет, но также, в значительной степени от грунтового профиля и от физических свойств грунтов, которые образуют отдельные слои. Если начальный касательный модуль грунта (§ 18) увеличивается с глубиной, то активная глубина не превосходит ширины B фундамента. С другой стороны, если грунт под фундаментом становится с глубиной все мягче, то активная глубина может в несколько раз превышать ширину B .

Ниже рассматриваются четыре основных типа грунтовых условий.

а) Фундаменты опираются на песок или песок и гравий, которые не включают слоев мягкой глины или других очень сжимаемых грунтов в пределах активной глубины.

б) Фундаменты опираются на глину, которая является достаточно однородной в пределах активной глубины.

в) Фундаменты заложены на грунте со свойствами, промежуточными между свойствами песка и глины, как, например, ил, некоторые виды насыпных грунтов или лесс. Грунт весьма однороден в пределах активной глубины.

г) Фундаменты поддерживаются грунтом, который содержит один или несколько мягких слоев в пределах активной глубины.

Фундаменты на однородном песке

Существующие в настоящее время представления относительно допускаемого давления на песок иллюстрируются табл. 20.

Таблица 20

Обычные допускаемые давления на песок
(Составлено по табл. 19)

	Грунт	q_a в кг/см ²
1	Плывун	0,5
8	Песок мокрый	2
14	Песок мелкий, плотный и сухой	2,5—3
18	Плывун после дренирования	3
24	Песок очень плотный, крупный	3—6
33	Гравий и крупный песок в мощных пластах	5—8

В качестве первого шага для разработки рационального принципа выбора допускаемого давления мы рассмотрим недостатки этой таблицы. Числовые значения являются, по-ви-

димому, неподходящими, потому что классификация грунтов основывается на свойствах, которые большей частью несущественны, в то время как важные свойства игнорируются. Например, термин «плавун» (§ 1) не характеризует типа песка. Он даже не указывает на то, что песок до начала строительства обязательно находился в рыхлом состоянии. Этот факт подкрепляется плохой репутацией, которой пользуется очень мелкий однородный песок, расположенный ниже уровня воды поблизости от Линна, в штате Массачусетс. Кривая 2 на рис. 128, *a* изображает результаты испытаний пробной нагрузкой этого песка после того, как уровень воды был понижен иглофильтрами; она указывает на то, что песок является прочным и плотным. Все же среди строителей этого района он имел репутацию опасного пловуна, потому что раньше, когда при производстве работ использовались более примитивные методы дренирования, он разрыхлялся на дне котлованов и начинал бурлить при самом незначительном напоре. В описании 8 не указывается, находится ли песок выше или ниже горизонта воды, хотя этот фактор является решающим. Размеры зерен, указанные в описаниях 14, 24 и 33, не оказывают прямого влияния на несущую способность. Самый слабый из песков, представленных на рис. 128, *a*, характеризуемый кривой 5, был чистым, крупным, неоднородным и сухим. Лучший песок, представленный кривой 1, был однородным, мелким и мокрым. Чтобы установить более надежные критерии для проектирования фундаментов на песке, допускаемое давление на грунт должно быть приведено в соответствие не с несущественными свойствами песка, а с такими свойствами и условиями, которые имеют решающее влияние на поведение песка под нагрузкой. Этими условиями являются относительная плотность песка и положение уровня воды относительно подошвы фундамента.

Относительная плотность имеет решающее влияние на угол внутреннего трения φ и на форму кривой осадки под нагрузкой. В зависимости от относительной плотности значение φ для песка может колебаться в пределах между 34 и 46° (§ 15), и кривая осадок под нагрузкой может иметь любую форму, промежуточную между C_1 и C_2 на рис. 72. Если проводятся стандартные испытания на пенетрацию, то об относительной плотности можно судить с помощью табл. 10 на стр. 337. Более точные данные могут быть получены путем глубинного зондирования.

Положение уровня воды относительно подошвы фундамента оказывает влияние как на предельную несущую способность песка, так и на осадку. Если уровень воды находился ниже активной глубины, а затем стал подниматься вверх, то при этом эффективный объемный вес грунта, расположенного под фундаментом, уменьшается примерно на 50% (§ 12).

Вследствие этого коэффициент устойчивости основания против выпора уменьшается в таком же процентном соотношении (§ 29), а осадка почти удваивается (§ 36).

Вычисления, основывающиеся на теории, изложенной в § 29, приводят к следующим заключениям относительно коэффициента устойчивости G_s фундаментов, спроектированных на основе обычных допускаемых давлений на песок: если подошва фундамента залегает на рыхлом песке на отметке уровня воды или ниже его и если, кроме того, ширина B фундамента меньше примерно 1,8 м, а глубина фундамента от поверхности земли или пола подвального этажа меньше B , то значение G_s может оказаться меньше требуемого минимума, равного 3. В редких случаях, когда все эти условия осуществляются одновременно, должен быть проведен расчет устойчивости, чтобы установить, обеспечивается ли необходимая безопасность. Во всех других случаях коэффициент устойчивости больше и обычно значительно превышает 3. Следовательно, при нормальных условиях допускаемое давление на песок следует определять, исходя исключительно из осадок.

Распределение осадок по основанию здания, которое поддерживается фундаментами, имеющими ширину B , определяется главным образом колебаниями в сжимаемости слоя песка толщиной B , расположенного непосредственно под фундаментами (§ 45). Практическая важность этих колебаний иллюстрируется рис. 175, который показывает осадку различных равномерно нагруженных ленточных фундаментов постоянной ширины. Фундаменты, представленные кривыми b , c и d , залегали на песке или гравии. Если бы основание было однородным, то каждый фундамент сажился бы почти одинаково. Неравномерная осадка была обусловлена местными изменениями сжимаемости грунта.

Изучение имеющихся отчетов о наблюдениях за осадками приводит к заключению, что мало вероятно, чтобы разность неравномерных осадок равномерно нагруженных ленточных фундаментов или одинаково нагруженных отдельных башмаков примерно одинаковых размеров превышала 50% от максимальной осадки. Однако размер фундаментов, поддерживающих различные участки здания, может быть очень различным, потому что нагрузки на них будут неодинаковы. Это является причиной дополнительной неравномерности осадок.



Рис. 175. Кривые осадок длинных узких ленточных фундаментов, несущих кирпичные стены

В соответствии с результатами различных теоретических исследований, осадки квадратных фундаментов, оказывающих одинаковое давление на однородный песок, должны возрастать с увеличением ширины, как это показано сплошной кривой на рис. 94. В соответствии с теоретическими выводами, результаты экспериментов и наблюдений свидетельствуют о

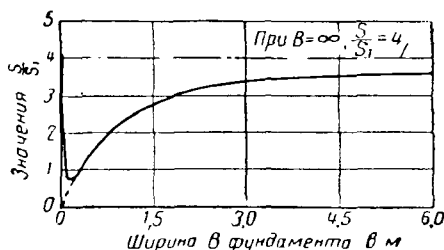


Рис. 176. Приближенное соотношение между шириной B фундамента на песке и отношением S/S_1

том, что осадки увеличиваются вместе с шириной B фундамента приблизительно так, как это показано на рис. 176. Эмпирические данные были выведены из испытаний пробной нагрузкой искусственно уплотненного песка, из испытаний пробной нагрузкой относительно однородных слоев песка и из наблюдений над осадкой зданий. На этом рисунке S_1 означает осадку штампа площадью $30 \times 30 \text{ см}^2$ под заданной нагрузкой q на единицу площади, а S означает осадку при той же нагрузке на единицу площади опоры шириной B . Соотношение между S , S_1 и B выражается приблизительно уравнением

$$S = S_1 \left(\frac{2B}{B+0,3} \right)^2, \quad (54.1)$$

в котором S и S_1 выражаются в сантиметрах, а B в метрах.

Между осадками квадратных и ленточных фундаментов, имеющих одну и ту же ширину B , нет значительной разницы, так как более высокие напряжения в песке на большей глубине под ленточным фундаментом компенсируются увеличением бокового сопротивления, которое предотвращает перемещение песка в продольных направлениях. Так, согласно рис. 176 осадка большого квадратного фундамента со стороны более 6 м превосходит осадку малых фундаментов со стороной 1,2—1,5 м примерно на 30%, при условии, что давление на грунт является одинаковым. При заданной ширине B фундамента осадка уменьшается в известной степени с увеличением значений коэффициента глубины D_f/B , где D_f означает глубину заложения фундамента (§ 53). Но даже при крайних условиях, когда сооружение опирается на фундаменты самых различных размеров и с различными коэффициентами глубины (рис. 171), мало вероятно, чтобы разность осадок превысила 75% от максимальной осадки. Нормально эта разность является значительно меньшей.

Наиболее обычные сооружения — жилые здания, учреждения или фабрики могут выдерживать разность осадок между смежными колоннами в размере около 20 мм. Как было сказано, эта разность не будет превышена, если давление на грунт выбрано таким образом, что самый большой фундамент осядет на 2,5 см даже в том случае, если бы он залегал на самой сжимаемой части песчаного пласта. Поэтому допускаемое давление на грунт для проектирования фундаментов таких сооружений может быть принято равным давлению, которое заставит самый большой фундамент осесть на 2,5 см. Ниже приведено описание приближенного метода выбора допускаемого давления на песок в соответствии с этим допущением. Если разность осадок ΔS более 20 мм может рассматриваться как терпимая, то допускаемое давление может быть увеличено в $\frac{4}{3} \Delta S$ раз. Однако в таких случаях небесполезно исследовать, удовлетворяется ли условие устойчивости [54.1].

Допускаемое давление на сухой и влажный песок

Осадка фундамента на сухом или влажном песке зависит прежде всего от относительной плотности песка и от ширины фундамента. Об относительной плотности можно судить на основании результатов любого из методов зондирования, описанных в § 44, при условии, что соотношение между относительной плотностью и сопротивлением пенетрации определено предварительно с помощью надлежащих тарифовочных испытаний. Каждый из этих методов дает непрерывные данные пенетрации. Однако до настоящего времени единственный метод, обычно используемый в США, состоит в стандартном испытании на пенетрацию, описанном на стр. 305. В противоположность другим методам глубинного зондирования, он дает результаты пенетрации с большими промежутками между точками наблюдения, а тарифовка является очень грубой. Следовательно, он нуждается в существенном улучшении. Тем не менее, результаты таких испытаний являются значительно более надежной основой для решения вопроса о допускаемом давлении на грунт, чем таблицы допускаемых давлений или результаты нескольких испытаний пробной нагрузкой.

Чтобы выбрать допускаемое давление на грунт на основании результатов стандартных испытаний на пенетрацию, необходимо задаться хотя бы очень грубо шириной B самых больших фундаментов. От отметки подошвы фундамента и до глубины B ниже этого уровня должно быть проведено одно стандартное испытание на пенетрацию на каждые 75 см глубины. Среднее значение N для этой глубины характеризует

относительную плотность песка в пределах активного слоя. Если испытания в различных буровых скважинах дают различные значения N , то для определения допускаемого давления грунта должно быть использовано самое низкое значение.

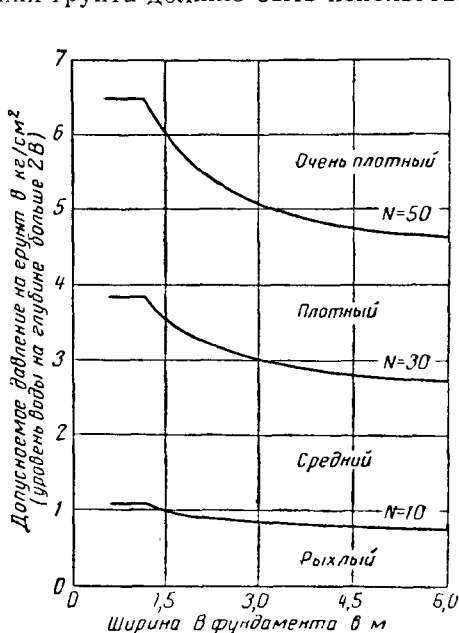


Рис. 177. График для определения допускаемого давления на песчаное основание по результатам стандартного испытания на пенетрацию

Величина допускаемого давления получается в этом случае с помощью графика на рис. 177, на котором кривые выражают соотношение между шириной B фундамента и давлением на грунт, которое требуется, чтобы вызвать осадку в 2,5 см, при условии, что фундамент залегает на песке, для которого число N имеет значение, надписанное на кривой. Если N имеет значение, отличное от тех, для которых начерчены кривые, то допускаемое давление на грунт определяется с помощью линейной интерполяции между кривыми.

График на рис. 177 составлен на основе современных данных от-

носительно зависимости между числом ударов N для забивки на 30 см грунтоноса и результатами испытаний пробной нагрузкой с использованием уравнения (54.1). Если B является шириной самого большого фундамента и если все фундаменты имеют пропорциональные размеры в соответствии с допускаемым давлением на грунт, соответствующим B , то максимальная осадка фундамента не должна превышать 2,5 см, а разность осадок — 20 мм.

Если основание состоит из гравия или песка, содержащего большие включения гравия, то число ударов по грунтоносу не может считаться характеризующим степень плотности грунта. Однако несущая способность таких грунтов изменчива в такой же степени, как и несущая способность песка. Хорошо уплотненная смесь песка и гравия менее сжимаема, чем очень плотный песок, в то время как сжимаемость рыхлого гравия может быть такой же большой, как и сжимаемость

песка средней плотности. Чтобы избежать преувеличения допускаемого давления на гравий, следует вырыть несколько шурфов в грунтах, которые образуют активный слой, и степень плотности обнаженного грунта должна быть определена хотя бы по его внешнему виду, устойчивости и сопротивлению разработке. Если допускаемое давление на гравий принимается равным давлению на песок с такой же относительной плотностью, то с помощью графика на рис. 177 могут быть получены несколько заниженные значения допускаемого давления.

В тех случаях, когда при проектировании используются даже очень низкие давления на грунт, осадка фундаментов на песке все равно будет чрезмерной, если песок подвергается вибрациям высокой частоты. Это правило сохраняет силу в отношении как насыщенных, так и влажных или сухих песков. Фундаменты, предназначенные для вибрирующих механизмов, должны проектироваться на основе теории колебаний. Этот вопрос выходит за рамки данной книги.

Допускаемое давление на водонасыщенный песок

Если водонасыщенный песок, расположенный под фундаментом, является очень рыхлым, то сотрясение любого вида может вызвать внезапное разжижение (§ 17), за которым следует авария фундамента. Даже быстрое изменение уровня грунтовой воды в рыхлом песке иногда влекло за собой значительные просадки. Следовательно, если песок является очень рыхлым (N равно 5 или меньше), то сооружения должны поддерживаться сваями или же песок должен быть уплотнен (§ 50).

Если значение N для песка в его естественном состоянии больше, чем 5, или если песок был уплотнен, то допускаемое давление на песок q_a должно быть выбрано таким образом, чтобы максимальная осадка не превышала 2,5 см. Для определения q_a с помощью графика на рис. 177, следует рассмотреть влияние на осадку затопления песка водой.

Согласно теории, затопление песка, находящегося ниже подошвы фундамента, должно увеличить осадку приблизительно в 2 раза, при условии, если подошва находится на поверхности пласта песка или близко от нее (§ 36). Лабораторные испытания подтверждают этот вывод. Если учесть это обстоятельство, то нагрузка на единицу площади, требующаяся, чтобы вызвать осадку фундамента в 2,5 см на водонасыщенном песке, может быть определена с помощью графика на рис. 177. Если коэффициент глубины D_f/B фундамента является небольшим, аналогично коэффициенту глубины фундаментов подвальных этажей на рис. 171, то значения, полученные из графика, должны быть уменьшены на 50%. С дру-

гой стороны, если коэффициент глубины близок к единице, то можно допустить две трети значения, найденного по графику, так как влияние на осадку веса грунта, окружающего фундамент, отчасти компенсирует влияние насыщения песка водой.

Описанный только что способ нуждается в двух оговорках. Первая была сформулирована на стр. 477, где указаны условия, делающие настоятельно необходимым расчет устойчивости. Этот расчет может быть проведен с помощью формул (29.5) и (29.10). Значения коэффициентов несущей способности, входящих в эти уравнения, могут быть определены по графику на рис. 75. Для рыхлого песка с значением N , равным 5, должны быть использованы пунктирные кривые, а для плотного песка с значением N , равным 30 или больше, — сплошные кривые. Коэффициенты несущей способности для значений N между 5 и 30 могут быть определены с помощью линейной интерполяции между этими двумя кривыми. Если исследование показывает, что коэффициент устойчивости фундамента меньше 3, то необходимо либо увеличить в достаточной степени его размеры, либо увеличить глубину заложения фундамента.

Вторая оговорка состоит в том, что если водонасыщенный грунт состоит из очень мелкого или пылеватого песка, то должно учитываться влияние низкой проницаемости грунта на значение N . Если коэффициент пористости такого грунта выше критического коэффициента пористости (§ 15), то сопротивление пенетрации является меньшим, чем сопротивление более проницаемого грунта одинаковой относительной плотности. Если коэффициент пористости ниже критического значения, то имеет силу обратное (см. § 15). Значение N , соответствующее критическому коэффициенту пористости, по видимому, составляет около 15. Сказанное выше приводит к следующему правилу, которое отражает современное состояние вопроса: если число ударов N больше 15, то следует принимать, что плотность указанного выше грунта равна плотности песка, для которого число ударов равно $15 + \frac{1}{2}(N-15)$.

Впредь до получения более надежных данных можно пользоваться этим правилом, если только испытания пробной нагрузкой не покажут, что можно с уверенностью принять более высокое допускаемое давление.

Предпосылки к успешному испытанию песка пробной нагрузкой

Метод определения допускаемого давления на песок с помощью графика на рис. 177 в значительной мере исключает всякого рода домыслы, сопровождающие использование таблиц допускаемого давления на грунты, вроде табл. 20, потому

что он дает значения, связанные с существенно важными, а не с второстепенными свойствами грунта, и с геологическими условиями. В противоположность общепринятым методам, он дает проектировщику возможность приспособить давление на грунт, по крайней мере приближенно, к дифференциальной осадке, которая, по его мнению, может быть терпимой, и этот метод допускает постепенное его усовершенствование, по мере того как возрастают знания и опыт.

В настоящее время более надежные данные относительно допускаемого давления на песок могут быть получены только с помощью тарированного глубинного зондирования (§ 44) или, при значительно больших расходах времени и средств, с помощью испытаний пробной нагрузкой.

Из года в год почти в каждой стране проводится большое число испытаний пробной нагрузкой. Однако большинство из них не представляют собой никакой ценности, если не являться к тому же дезориентирующими, потому что результаты их не могут быть правильно интерпретированы. Поэтому инженер должен быть хорошо знаком с предпосылками получения достоверных результатов.

Каждое испытание пробной нагрузкой должно проводиться штампом площадью 900 см^2 , установленным на дне шурфа сечением минимум $1,5 \times 1,5 \text{ м}^2$. Испытание должно вестись на отметке подошвы будущего фундамента. Нагрузка должна прикладываться ступенями по 900 кг и должна быть доведена до величины, превышающей минимум в 1,5 раза установленное допускаемое давление на грунт. Прибор для измерения осадок должен иметь цену деления не более $0,2 \text{ мм}$. Испытания пробной нагрузкой, которые удовлетворяют этим условиям, мы будем называть стандартными испытаниями пробной нагрузкой.

Результаты каждого испытания должны быть представлены графически в форме кривой «осадка—нагрузка». Нагрузка на единицу площади, при которой осадка самого большого фундамента была бы равной заданному допускаемому значению, может быть определена с помощью соотношения, показанного на рис. 176. Если B_1 является шириной фундамента в m и проект должен основываться на максимальной осадке S , равной $2,5 \text{ см}$, то допускаемое давление на грунт равно величине, при которой осадка штампа в сантиметрах равна

$$S_1 = 2,5 \left(\frac{B_1 + 0,3}{2B_1} \right)^2. \quad (54.2)$$

Если испытания пробной нагрузкой проводятся в различных пунктах одного и того же места, то результаты будут более или менее различными. Это обуславливается местными колебаниями относительной плотности песка в горизонтальном направлении. Аналогичные колебания в вертикальном на-

правлении наблюдаются всякий раз, когда испытание на пенетрацию проводится в буровых скважинах (рис. 124 и 131). Эти постоянные колебания представляют собой потенциальный источник серьезных ошибок. Если, например, испытание

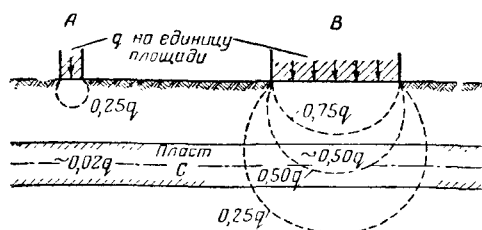


Рис. 178. Распределение напряжений в слое С от нагрузки интенсивностью q на поверхности в случае штампа А площадью $0,3 \times 0,3 \text{ м}^2$ и в случае фундамента нормальных размеров В

пробной нагрузкой проводится на слое плотного песка толщиной $0,6 \text{ м}$, который залегает на слое рыхлого песка, то результат испытания будет таким же, как если бы плотный песок простирался до очень большой глубины. Однако фундамент нормальных размеров осядет значительно больше, чем этого можно было бы

ожидать на основании испытаний. Причина иллюстрируется рис. 178.

На этом рисунке представлен вертикальный разрез по слоистому основанию. Штамп А имеет площадь 900 см^2 , а фундамент В — нормальные размеры. Нагрузка как на А, так и на В имеет одну и ту же интенсивность q . Под А и В показаны кривые, соединяющие точки с одинаковыми вертикальными напряжениями в грунте. Эти напряжения были рассчитаны с помощью графика на рис. 90. Нагрузка на штамп А увеличивает среднее вертикальное давление в слое С примерно на $0,02q$, в то время как фундамент В увеличивает его на $0,5q$. Если слой С очень сжимаем, то осадка В может быть очень большой. Если слой С является очень твердым, то осадка В может быть незначительной. Между тем, результаты испытания пробной нагрузкой практически не зависят от сжимаемости слоя С, потому что увеличением давления в этом слое, вызванным нагрузкой на штамп, можно пренебрегать.

Следовательно, как вытекает из рис. 178, необходимо с помощью испытаний на пенетрацию выяснить, являются ли колебания плотности грунта совершенно беспорядочными, или же плотность в пределах активной глубины заметно и существенно увеличивается или уменьшается по направлению вниз. Если колебания являются совершенно незакономерными, то необходимо произвести по меньшей мере шесть испытаний пробной нагрузкой в различных местах на уровне подошвы проектируемых фундаментов. Если плотность существенно изменяется с глубиной, то необходимо провести дополнительные испытания пробной нагрузкой на одном или двух различных уровнях в пределах активной глубины. Допускаемая

нагрузка всегда должна выбираться на основании наиболее неблагоприятных результатов испытаний. Ни при каких обстоятельствах нельзя полагаться на результаты одного или двух испытаний пробной нагрузкой.

Предыдущее описание методики испытания пробной нагрузкой основывается на допущении, что уровень воды расположен на значительной глубине ниже подошвы фундамента. Если же он находится на этом уровне или незначительно выше, то штамп должен быть установлен и у самого уровня воды на дне шурфа размером $1,5 \times 1,5 \text{ м}^2$. С другой стороны, если уровень воды расположен значительно выше отметки подошвы фундамента, то он должен быть понижен путем откачки из иглофильтров или открытых зумпфов, прежде чем будут производиться испытания пробной нагрузкой. Если используются иглофильтры, то шахта не должна быть шире 1,5 м. Штамп должен устанавливаться у пониженного зеркала воды. Допускаемое давление на грунт может быть рассчитано с помощью уравнения (54.2).

Если уровень воды расположен даже на 1—1,2 м ниже подошвы фундамента, испытания пробной нагрузкой должны производиться у зеркала воды. Иначе кажущееся сцепление, сообщаемое песку влагой, может привести к опасной ошибке.

При понижении уровня воды в результате откачки из открытых зумпфов шурф должен иметь ширину минимум 3 м. Как только дно шурфа достигает зеркала воды, должна быть вырыта дренажная канава по периметру дна. При дальнейшей экскавации глубина канавы должна поддерживаться достаточно большой, чтобы предотвратить приток воды через центральную часть дна. Это требует большой тщательности и внимательного контроля. Если эти требования не строго удовлетворяются, то результаты испытаний пробной нагрузкой могут быть весьма дезориентирующими, так как фильтрационное давление воды, двигающейся ко дну шурфа, может привести к значительному увеличению осадки.

При всех обстоятельствах испытания пробной нагрузкой очень дороги и громоздки вследствие сложности подготовки и большого числа испытаний, которые при этом требуются. Если испытания планируются и осуществляются неумело, то результаты их могут вести к серьезным ошибкам. Поэтому к использованию этого метода следует прибегать только при очень ответственных сооружениях, когда стоимость испытаний составляет лишь незначительную часть общих расходов.

Допускаемое давление на глину

Обычные значения допускаемого давления на глину приведены в табл. 21. Эта таблица, аналогично табл. 20, относившейся к пескам, заслуживает такой же критики как за рас-

плавчатость употребляемой терминологии, так и за то, что она основывается на несущественных свойствах грунта. Удовлетворительная методика может быть разработана только на основе корреляции между допускаемым давлением и однозначно определяемыми механическими свойствами глины.

Допускаемое давление на глину, так же как и допускаемое давление на песок, должно удовлетворять двум требованиям, а именно, чтобы коэффициент устойчивости против выпирания был достаточным и чтобы осадка, вызванная нагрузкой, оставалась в допустимых пределах.

Таблица 21

Обычное допускаемое давление на глинистые грунты
(составлено по табл. 19)

	Грунт	q_d в кг/см ²
	Глина:	
3	мягкая или мокрая, мощностью не менее 4,5 м	1—2
4	мягкая, песок, суглинок или ил	1
5	мягкая и мокрый песок	1—1,5
11	мягкая при невозможности выпирания	2
7	крепкая	2
12	в мощных пластах, умеренно сухая	2—4
13	сухая, твердая	2,25—3
19	твердая	3—4
26	сухая, твердая	4
27	в мощных пластах, всегда сухая	4—6

Коэффициент устойчивости основания зависит от сопротивления глины сдвигу. Пока влажность глины не изменяется заметно в результате консолидации, грунт ведет себя в полевых условиях так, как будто φ равно нулю, а сцепление c приблизительно равно половине прочности на одноосное сжатие q_u относительно ненарушенных проб (см. § 15 и 17). Следовательно, согласно уравнениям (29.3) и (29.11), предельная несущая способность q_d на единицу площади ленточного фундамента составляет

$$q_d = 5,7c = 2,85q_u, \quad (29.3)$$

а круглого или квадратного фундамента

$$q_{dr} = q_{ds} = 7,4c = 3,7q_u. \quad (29.11)$$

Предельная несущая способность прямоугольного или удлиненного фундамента, имеющего ширину B и длину L , приближенно равна

$$q_{d0} = 2,85q_u \left(1 + 0,3 \frac{B}{L}\right). \quad (54.3)$$

Табл. 22 дает предельную несущую способность глин, исходя из прочности на одноосное сжатие q_u . Значения q_d и q_{ds} были рассчитаны с помощью формул (29.3) и (29.11). Для мягких глин эти значения лишь незначительно превосходили обычные значения допускаемого давления на грунт, приведенные в табл. 21. Поэтому неудивительно, что полное разрушение фундаментов на мягкой глине не является редким. В одном случае фундамент размером 2,4 на 2,7 м был построен на глине со средней прочностью на одноосное сжатие, равной $0,34 \text{ кг/см}^2$. Следовательно, согласно формуле (54.3) предельная несущая способность фундамента была $1,26 \text{ кг/см}^2$. При нагрузке $1,22 \text{ кг/см}^2$ фундамент действительно осел на 25,4 см в течение нескольких дней. При нормальных условиях коэффициент устойчивости фундамента на глине, аналогично коэффициенту устойчивости фундамента на песке, должен быть не меньше 3. Соответствующие давления на глину приведены с правой стороны табл. 22. Если нагрузка, на которую рассчитывается фундамент, не будет возрастать, то значение $G_s = 2$ может быть безопасным. Например, это значение было бы приемлемым, если бы расчетная нагрузка на фундамент общественного здания включала максимальную временную нагрузку вместе с максимальной нагрузкой от снега и ветра.

Чтобы рассчитать несущую способность, необходимо определить среднюю прочность на одноосное сжатие глины, находящейся ниже проектируемых фундаментов. Эти данные легче всего могут быть получены с помощью разведочного бурения в месте расположения фундаментов и извлечения непрерывного 5-см керна между уровнем подошвы фундамента и глубиной под подошвой, равной ширине фундамента. Прочность на одноосное сжатие q_u глины определяется затем через каждые 15 см по вертикали либо в лаборатории, либо, при срочных работах, с помощью портативного прибора для испытания на сжатие в полевых условиях. Среднее значение q_u рассчитывается для каждой скважины и наименьшее из этих средних значений вводится в формулу (54.3). Затем рассчитывается значение предельной несущей способности и делится на коэффициент запаса 3.

Этой методикой можно пользоваться при условии, если основание не содержит в пределах значительной глубины более мягких слоев глины, чем соответствующие величине q_u , по которой определялось допускаемое давление на грунт. Сле-

Таблица 22

Рекомендуемые допускаемые давления на глину

N — число ударов при стандартном испытании на пенетрацию (для погружения на 30 см);

q_u — прочность на одноосное сжатие в кг/см²;

q — предельная несущая способность ленточного фундамента в кг/см²;

q — предельная несущая способность квадратного фундамента в кг/см²;

q_a — рекомендуемое нормальное допускаемое давление в кг/см² при $G_s=3$;

q'_a — рекомендуемое максимальное допускаемое давление в кг/см² при $G_s=2$;

G_s — коэффициент устойчивости основания против выпирания.

Консистенция глины	N	q_u	q_d	q_{ds}	q_a		q'_a	
					квадратный	ленточный	квадратный	ленточный
1	2	3	4	5	6	7	8	9
Очень мягкая ¹	<2	<0,25	<0,71	<0,92	<0,3	<0,22	<0,45	<0,32
Мягкая ¹	2—4	0,25—0,5	0,71—1,42	0,92—1,85	0,3—0,6	0,22—0,45	0,45—0,9	0,32—0,65
Средняя	4—8	0,5—1	1,42—2,85	1,85—3,7	0,6—1,2	0,45—0,9	0,9—1,8	0,65—1,3
Жесткая	8—15	1—2	2,85—5,7	3,7—7,4	1,2—2,4	0,9—1,8	1,8—3,6	1,3—2,6
Очень жесткая	15—30	2—4	5,7—11,4	7,4—14,8	2,4—4,8	1,8—3,6	3,6—7,2	2,6—5,2
Твердая	>30	>4	>11,4	>14,8	>4,8	>3,6	>7,2	>5,2

¹ Если глина нормально обжата, то осадки могут быть значительными даже при самом низком допускаемом давлении.

довательно, эта методика не пригодна для определения допускаемого давления на корку из жесткой глины, которая залегает на более мягкой глине.

Если сооружение, для которого проектируются фундаменты, является не настолько ответственным, чтобы оправдать экспериментальное определение прочности на одноосное сжатие глины, то предельная несущая способность может быть приближенно определена на основании стандартных испытаний на пенетрацию, описанных в § 44. Однако соотношение между числом ударов N по грунтоосу и сопротивлением на сжатие дает широкий разброс относительно средних значе-

ний N , приведенных в табл. 22. Поэтому рекомендуется до-
полнять испытание на пенетрацию определением сопротивления
одноосному сжатию q на ложечных монолитах.

Некоторые жесткие глины состоят из маленьких угловатых
фрагментов, отделенных друг от друга волосными трещинами.
Наличие трещин делает практически невозможным определе-
ние одноосной прочности глины, так как испытываемые образцы,
очевидно, распадаются в процессе подготовки. Кроме того,
волосные трещины делают недействительным уравнение
(54.3), так как изменяют условия напряженности при разру-
шении. Предельная несущая способность таких глин может
быть определена с помощью испытания пробной нагрузкой,
описанного далее.

Допускаемое давление на грунт q_a может быть принято
равным значению, приведенному в табл. 22 для величины G_s ,
равной 3, если грунтовые условия оправдывают допущение,
что осадка фундамента будет терпимой. Удовлетворяется ли
это требование, зависит в первую очередь от того, является ли
глина нормально обжатой или переуплотненной.

Если фундаменты покоятся на нормально обжатой глине,
то величина как полной осадки, так и разности осадок (диф-
ференциальной осадки) может быть очень большой. Это мо-
жет быть продемонстрировано путем расчета предельной
осадки ленточных фундаментов различной ширины, которые
залегают на мягкой нормально обжатой глине. Результаты
такого расчета показаны на рис. 179. Давление на грунт по
подшове фундаментов было принято равным $0,5 \text{ кг/см}^2$. Кро-
ме того, принято, что глубина заложения фундамента состав-
ляет 1,5 м, что в пределах этой глубины эффективный объе-
мный вес грунта составляет $1,6 \text{ т/м}^3$, что предел текучести гли-
ны равен 40% и что осадка фундаментов обусловлена исклю-
чительно консолидацией. Коэффициент компрессии глины был
определен по формуле (13.11), а осадка — по формуле (13.8).
Кривая зависимости между осадкой и шириной фундамента
аналогична пунктирной кривой на рис. 94. Характер кривой
свидетельствует о том, что осадка фундаментов на глине, в
отличие от осадки фундаментов на песке, возрастает почти
прямо пропорционально ширине фундамента.

Рис. 179 показывает, что осадка ленточных равномерно на-
груженных фундаментов постоянной ширины на однородном
пласте нормально обжатой глины может быть очень большой
и что осадка фундаментов, имеющих различную ширину, мо-
жет быть очень различной. Кроме того, осадка фундаментов,
имеющих одну и ту же ширину, может быть также очень не-
равномерной, так как сжимаемость естественных слоев глины
может значительно колебаться в горизонтальном направле-
нии. Действительно, в таких городах, как Стамбул и Мексико,
некоторые кварталы которых залегают на нормально

обжатых глинах, неравномерную осадку фасадов домов можно различить невооруженным глазом. К счастью, фундаменты на нормально обжатых глинах представляют собой редкие исключения. В большинстве местностей даже мягкие глины в известной степени переуплотнены в результате либо некото-

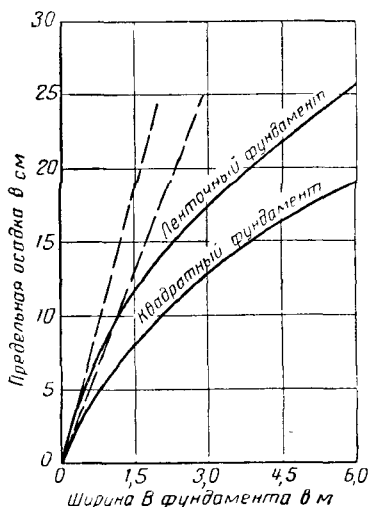


Рис. 179. Приближенное соотношение между шириной B и полной осадкой фундамента на нормально обжатой глине

рого высыхания, либо временного понижения зеркала воды. Средние и жесткие глины под тонким покровным слоем других грунтов всегда переуплотнены. Допускаемое давление на грунт редко превышает давление переуплотнения. Поэтому дифференциальная осадка фундаментов, заложенных на таких глинах и рассчитанных, исходя из осторожных значений допускаемого давления на грунт q_a , соответствующих $G=3$ по табл. 22, редко превосходит осадку надлежаще спроектированных фундаментов на песке. Однако максимальная осадка будет, очевидно, большей.

В некоторых районах, где сооружения должны воздвигаться на нормально или почти нормально обжатых глинах, дифференциальная осадка, достигающая до 15 см, обычно рассматривается как неизбежная. Попытки уменьшить осадку путем снижения допускаемого давления на грунт до значений меньших, чем значения в табл. 22, не дают эффекта и сопровождаются излишними затратами. Следовательно, проектировщик должен выбирать между двумя возможностями: либо он должен проектировать фундаменты на основании значений, приведенных в табл. 22, идя при этом на риск больших неравномерных осадок, либо он должен принять фундаменты другого типа (сплошная плита, сваи, опоры). Особенности этих типов фундаментов рассматриваются ниже.

Если величина возможной осадки проектируемых фундаментов шириной B неясна, то должны быть проведены испытания пробной нагрузкой на отметке подошвы фундаментов. Штампы размером $0,6 \times 0,6 \text{ м}^2$ устанавливаются на дне шурфов размером $1,8 \times 1,8 \text{ м}^2$. Если консистенция глины значительно изменяется между этой отметкой и глубиной B для квадратного фундамента или $2B$ для ленточного, то испыта-

ния пробной нагрузкой должны производиться на двух или трех различных уровнях в пределах этой глубины. Количество необходимых испытаний пробной нагрузкой или комплектов таких испытаний зависит прежде всего от степени однородности слоя глины и от числа фундаментов. После приложения каждой новой ступени нагрузки следует ожидать, пока осадка не станет практически незаметной. При такой методике испытания измеренная осадка будет включать в себя значительную долю той части осадки, которая обусловлена консолидацией загруженного грунта.

В соответствии с соотношением, выраженным пунктирной линией на рис. 94, можно принять, что осадка S фундамента шириной B_1 будет приближенно равна значению

$$S = S_0 \frac{B_1}{B_0}, \quad (54.4)$$

где S_0 — осадка штампа под расчетной нагрузкой на единицу площади;

B_0 — ширина штампа.

Несколько лет тому назад на одном строительстве было проведено испытание пробной нагрузкой жесткой глины. Жесткость медленно возрастала с глубиной, а в некоторых слоях имелась сетка волосных трещин с зеркалами скольжения. Штамп имел размеры $0,6 \times 0,6 \text{ м}^2$. При проектной нагрузке $1,6 \text{ кг/см}^2$ осадка составляла $0,1 \text{ см}$. Запроектированный фундамент имел площадь $38 \times 38 \text{ м}^2$. Согласно формуле (54.4) он должен был бы осесть на

$$S = 0,1 \cdot \frac{38}{0,6} = 6,3 \text{ см}.$$

Непосредственно после окончания строительства осадка колебалась в пределах между $2,5$ и $3,8 \text{ см}$. В настоящее время она составляет от $6,4$ до $8,9 \text{ см}$ и все еще продолжает незначительно возрастать.

Допускаемое давление на грунты, промежуточные между песком и глиной

Наиболее важные грунты, промежуточные по своему характеру между песком и глиной, — это ил и лесс. Предварительные сведения о характере ила могут быть получены с помощью стандартных испытаний на пенетрацию. Если число ударов, которое требуется, чтобы забить грунтонос на 30 см (см. § 44) меньше 10, то ил будет рыхлым. Если число ударов больше 10, то ил будет средним или плотным.

Рыхлый ил является еще менее пригодным в качестве основания, чем нормально обжатая мягкая глина. Этот факт иллюстрируется результатами наблюдений над осадкой девяти-

ти сооружений, расположенных на пластах ила в Германии. Хотя давление на грунт колебалось в пределах относительно низких значений в 1,1 и 2 кг/см², осадка все же составляла от 20 до 100 см. Уменьшение давления на грунт на 50% значительно повысило бы стоимость фундаментов, не дав уменьшения осадок до допустимых размеров.

Средний и плотный ил может быть подразделен на две категории: ил, сходный с горной мукой, и ил, который является пластичным (см. § 2). Допускаемое давление на ил типа горной муки может быть определено с помощью правил, установленных для очень мелкого песка, а давление на пластичный ил — с помощью методов, используемых для глины.

Второй важный грунт, промежуточный по своему характеру между песком и глиной, это лесс (см. § 2). Он покрывает большие площади в центральной части каждого из пяти континентов.

Благодаря известковому цементу и корневым канальцам, типичным для каждого истинного лесса, его свойства значительно отличаются от свойств других грунтов с аналогичным гранулометрическим составом. Несущая способность нормально обжато́го ила является обычно очень низкой, в то время как несущая способность лесса может быть очень высокой. Если пласт истинного лесса расположен постоянно выше уровня воды, то он способен нести фундаменты с давлением 2 или 3 кг/см² без заметных осадок.

Тем не менее, на лесс не всегда можно полагаться, потому что в некоторых местностях его несущая способность значительно изменяется с временами года. Эти изменения вызываются колебаниями в прочности связей, обусловленными изменением влажности. Так, например, фундамент угольного бункера в средней России был запроектирован на основании результатов испытаний пробной нагрузкой, проведенных в летний период. Бункер тоже был построен в летнее время. Прежде чем строительство закончилось, начались осенние дожди, после чего бункер начал неравномерно оседать и стены треснули. В центральной Германии котельная была построена на слое лесса, расположенном частично ниже уровня воды. Здесь также проектировщики были введены в заблуждение кажущейся прочностью грунта. Фундаменты были спроектированы при допускаемом давлении на грунт 1,2 кг/см², но уже при значительно меньших нагрузках осадки стали чрезмерными. Некоторые из фундаментов понадобилось усилить, в то время, как другие были перепроектированы в ходе строительства, исходя из допускаемого давления на грунт в 0,35 кг/см² [54.3].

Вследствие чрезвычайного разнообразия физических свойств лессовых грунтов невозможно установить никаких простых эмпирических правил, аналогичных правилам для

песка или глины, для определения допускаемого давления на грунт. Следовательно, если фундаменты должны быть построены на лессе в районе, где еще не производились аналогичные работы, проектировщик должен будет прибегнуть к испытаниям на пробную нагрузку в комбинации с исследованием влияния влаги на несущую способность грунта. В некоторых случаях он убедится в том, что фундаменты обычного типа должны быть практически исключены, несмотря на кажущуюся плотность лесса.

Фундаменты на плотном грунте, подстилаемом слабыми слоями

Приведенные выше величины осадок фундаментов, запроектированных по правилам, рассмотренным ранее, основываются на допущении, что грунт не делается более слабым с глубиной. Если это условие не удовлетворяется, то указанные значения перестают быть надежными. Причина этого иллюстрируется рис. 180, на котором показано распределение напряжений под фундаментом, который опирается на плотный пласт *А*, подстилаемый слабым слоем *В*. Если верхняя граница слабого слоя находится близко от подошвы фундамента, то он может продавиться сквозь плотный слой в мягкий пласт. Разрушения этого типа не являются необычными.

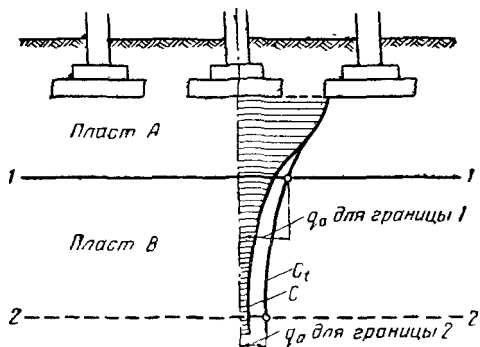


Рис. 180. Проверка слоя слабого грунта в основании, залегающего под более плотным. Кривая *C* изображает изменение с глубиной вертикального давления под одиночным фундаментом, когда влиянием соседних фундаментов пренебрегают. Кривая *C_t* характеризует вертикальное давление под тем же фундаментом при учете влияния соседних фундаментов

Их можно избежать, придавая фундаменту такие размеры, что давление на верхнюю границу слоя *В* не будет превышать допускаемого значения для грунта этого слоя. Давление у границы может быть вычислено по методу, описанному в § 35. Менее точно можно принять, что полная нагрузка фундамента распределяется равномерно по основанию усеченной пирамиды, грани которой проходят от краев фундамента до поверхности слоя *В* под углом 60° с горизонтом.

Если верхняя граница мягкого слоя *В* расположена на значительной глубине под фундаментом, то разрушение в результате продавливания сквозь верхний слой не может произойти,

так как слой *А* действует аналогично толстой подушке, которая распределяет нагрузку от здания почти равномерно по поверхности *В*. Жесткость на изгиб такой естественной подушки предотвращает выпирание грунта *В* за пределы нагруженной площади. Тем не менее, осадка может быть очень

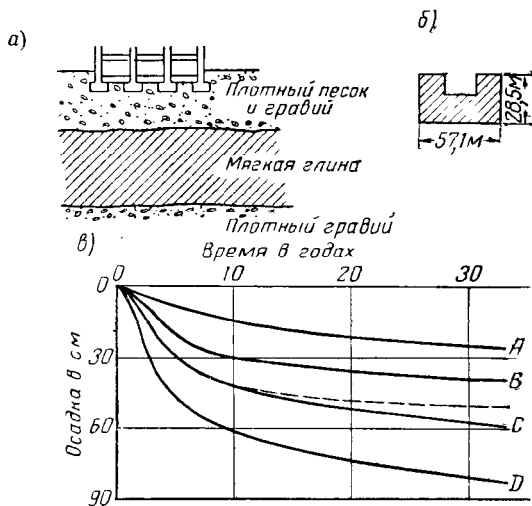


Рис. 181. а — разрез по фундаменту сооружения на основании из плотного песка, подстилаемого мягкой глиной; б — план сооружения; в — наблюдаемые кривые время-осадка. Пунктирная кривая представляет расчетное соотношение время-осадка, вычисленное по результатам испытаний на консолидацию

большой. Вес здания, изображенного на рис. 181, передается с помощью ленточных фундаментов на слой плотного песка или гравия, который подстилается на глубине на 7 м ниже фундаментов слоем мягкой глины 15 м толщиной. По расчету фундаменты передают на грунт давление в $2,5 \text{ кг/см}^2$ — осторожное значение для плотного песка и гравия. Максимальное давление на поверхность глины, создаваемое весом здания, составляло $1,1 \text{ кг/см}^2$. В процессе строительства, которое продолжалось 1 год, фундаменты испытали осадку в пределах между 2,5 и 10 см. Поскольку пол подвального этажа, который залегал на песке между фундаментами, не давал трещин и не перемещался относительно фундаментов, ясно, что последние и слой песка оседали вместе.

Десять лет спустя после окончания строительства деформации здания стали уже такими, что было решено усилить фундамент. Несмотря на упомянутые выше признаки, никто не подозревал, что осадка вызывается грунтом, залегающим

под песком. Поэтому «усиление» было произведено путем увеличения ширины фундаментов, так что интенсивность давления на песок была уменьшена примерно на 30%. Однако, поскольку давление на глину оставалось неизменным, дорогостоящие изменения не оказали ни малейшего влияния на кривые осадок, показанные на рис. 181, в.

Позже на некотором расстоянии от здания были отобраны ненарушенные монолиты грунта. На основании результатов испытаний на консолидацию была вычислена средняя интенсивность осадки здания в целом. Теоретическая кривая осадки, представленная пунктирной кривой на рис. 181, в, весьма близка к истинной осадке, за исключением эффекта вторичной консолидации, который все еще не представляется возможным рассчитать (§ 14). За счет вторичного эффекта истинная осадка приближается к постоянной интенсивности, выражающейся для различных частей сооружения в пределах от 3 до 8 мм в год, в то время как расчетная кривая осадок приближается к горизонтальной асимптоте.

Наблюдения, иллюстрируемые рис. 181, очень ясно показывают, что осадка, вызванная консолидацией мягких слоев, расположенных на значительной глубине под фундаментами, практически не зависит от давления по подошве последних. Это объясняется тем фактом, что плотный слой, несущий фундаменты, действует подобно естественной подушке, которая распределяет нагрузку от фундаментов на более мягкие слои. Способы расчета осадок, вызванных консолидацией нижних слоев, и методы уменьшения этих осадок рассматриваются в связи с фундаментами в виде сплошных плит (§ 55). Если фундаменты устраиваются таким образом, что осадки, вызванные консолидацией мягких слоев, становятся допустимыми, можно вести проектирование так, как будто бы мягкие слои не существуют. Следовательно, наличие мягких слоев может заставить проектировщика изменить конструкцию фундаментов, но оно не имеет никакого отношения к допускаемому давлению на грунт под фундаментами.

Суммирование правил выбора допускаемого давления на грунт

1. За исключением узких фундаментов на рыхлом водонасыщенном песке допускаемая несущая способность песка определяется только величиной осадки, так как можно считать само собой разумеющимся, что коэффициент устойчивости против выпирания основания имеет необходимую величину. Правила, предложенные для выбора этих значений, удовлетворяют условию, согласно которому максимальная осадка не должна превышать 2,5 см, а дифференциальная осадка — 2 см. При обычных сооружениях допускаемое давление на сухой и влажный песок может быть определено с помощью графика на рис. 177, исходя из результатов стандартных

испытаний на пенетрацию. Если уровень воды расположен близко к подошве фундамента или выше последней, то коэффициент глубины D_f/B также должен учитываться. Если коэффициент глубины очень мал, то значения, полученные по графику, должны быть уменьшены на 50%. Если этот коэффициент близок к единице, то значения должны быть уменьшены только на одну треть. Были рассмотрены наиболее важные источники ошибок при применении этой методики и способы избежания их. При ответственных и крупных сооружениях может быть использовано испытание пробной нагрузкой. Однако оно дорого стоит и является громоздким, а если оно запроектировано и проведено неумело, то результаты могут оказаться весьма дезориентирующими. Если водонасыщенный песок очень рыхл, то его следует уплотнить.

2. Допускаемая несущая способность глины обычно определяется условием, согласно которому коэффициент устойчивости против выпирания грунта должен составлять по меньшей мере 3. Соотношение между средней прочностью на одноосное сжатие q_u глины, результатами испытаний на пенетрацию и допускаемым давлением на грунт представлено в табл. 22. После того как выбрано допускаемое давление на грунт по этому соотношению, необходимо установить, будет ли осадка допустимой. Если глина нормально обжата, то осадка будет, очевидно, чрезмерной, и должен быть принят соответствующий тип фундамента, отличный от обычного. С другой стороны, если глина переуплотнена, то дифференциальная осадка будет, очевидно, терпимой. В сомнительных случаях следует пользоваться методом испытаний пробной нагрузкой. Допускаемое давление на жесткие трещиноватые глины может быть определено только с помощью этого метода.

3. Рыхлый водонасыщенный ил любого типа не пригоден для опирания раздельных фундаментов. Допускаемое давление на средний или плотный ил типа горной муки может быть определено с помощью правил, предложенных для песка. Допускаемое давление на средний и жесткий пластичный ил может быть определено с помощью табл. 22. Для определения допускаемого давления на лесс невозможно установить общие правила.

4. Если площадь опирания фундаментов превышает половину общей площади, занятой зданием, то обычно более экономично возводить здание на сплошной фундаментной плите.

Проектирование фундаментов

Стадии проектирования. Первый шаг в проектировании фундамента состоит в расчете полной эффективной нагрузки, которая будет передаваться на грунт по подошве фундамента. Второй шаг состоит в определении допускаемого давления на

грунт. Площадь фундамента определяется затем путем деления общей эффективной нагрузки на допускаемое давление. Наконец, рассчитываются изгибающие моменты и поперечные силы в фундаменте и выполняется его конструирование.

Расчетные нагрузки. Полная эффективная или *и з б ы т о ч н а я* нагрузка Q_t , передаваемая на грунт, может быть выражена с помощью формулы

$$Q_t = (Q - W_s) + Q_l = Q_{dn} + Q_l, \quad (54.5)$$

- где Q — постоянная нагрузка на основание, включая вес фундамента и грунта на его обрезах. Если зеркало воды находится выше подошвы фундамента, то гидростатическое взвешивание (§ 12) подводной части массы грунта и бетона необходимо вычесть из общей суммы;
- W_s — эффективный вес грунта (полный вес грунта минус гидростатическое взвешивание), расположенного над основанием до экскавации. Однако, при наличии подвальных этажей, как, например, в случае фундаментов *c* и *d* на рис. 171, вес грунта, расположенного первоначально выше дна подвала, не должен вычитаться, так как этот грунт был удален не только с площади основания, но также и с площади, примыкающей по крайней мере с одной стороны к основанию;
- $Q_{dn} = Q - W_s$ — постоянная нагрузка нетто;
- Q_l — временная нагрузка на фундамент, включая ветровую и снеговую нагрузки.

При определении временной нагрузки необходимо проводить различие между нормальной временной нагрузкой и максимальной временной нагрузкой. Нормальная нагрузка Q_{ln} , это та часть временной нагрузки, которая действует на фундамент по меньшей мере один раз в год; максимальная временная нагрузка Q_{lmax} действует только при одновременном совпадении нескольких исключительных обстоятельств. Например, нормальная временная нагрузка в случае высокого здания для учреждения включает только вес людей, которые обычно находятся в здании, оборудования, мебели, и нормальной нагрузки от снега. Максимальная временная нагрузка представляет собой сумму весов максимального числа людей, которые могут собраться в здании в исключительных случаях, мебели, оборудования и максимальной нагрузки от снега и ветра. Общая

избыточная нагрузка на фундамент при нормальной временной нагрузке будет обозначаться символом

$$Q_{in} = Q_{dn} + Q_{in}, \quad (54.6)$$

а при максимальной временной нагрузке символом

$$Q_{imax} = Q_{dn} + Q_{imax}. \quad (54.7)$$

Вследствие исключительного характера максимальной временной нагрузки и малой вероятности того, что основание должно будет когда-либо работать на нее, принято проектировать фундаменты таким образом, чтобы давление на грунт, производимое нормальной полной нагрузкой Q_{in} , было одним и тем же для всех фундаментов. Однако безопасность требует также, чтобы даже максимальная нагрузка Q_{imax} не наносила непоправимого ущерба сооружению. Способы удовлетворения этому требованию без чрезмерных расходов зависят от типа грунта.

Если фундаменты покоятся на песке, то увеличение нагрузки вызывает почти одновременное увеличение осадки, однако можно принять, что коэффициент устойчивости против выпирания остается достаточным. Чтобы исключить возможность серьезного ущерба, вызванного максимальной временной нагрузкой, проектировщик должен определить максимальную дифференциальную осадку ΔS , превышающую нормальное значение в 2 см, которую, по его мнению, сооружение может выдержать без серьезных повреждений. Дополнительная дифференциальная осадка ΔS должна соответствовать максимальной осадке 1,33 ΔS плюс нормальное максимальное значение, равное 2,5 см.

Если все фундаменты проектируют, исходя из максимальной осадки в 2,5 см при нормальной временной нагрузке, то максимальная временная нагрузка увеличила бы максимальную осадку до

$$S_{max} = 2,5 \cdot \frac{Q_{imax}}{Q_{in}} \text{ см.} \quad (54.8)$$

Если S_{max} меньше, чем допустимый максимум в (1,33S + 2,5) см, то максимальной временной нагрузкой можно пренебрегать. С другой стороны, если S_{max} больше чем (1,33S + 2,5) см, то фундаменты следует проектировать таким образом, чтобы давление на грунт при нормальной временной нагрузке было

$$q'_a = q_a \frac{1,33\Delta S + 2,5}{S_{max}}. \quad (54.9)$$

Значение q'_a для различных фундаментов обычно неодинаково. Минимальным значением следует пользоваться для установления соотношения между размерами всех опор; оно соответствует фундаменту, для которого соотношение $Q_{t\max}/Q_{tn}$ является максимальным.

Если фундаменты здания залегают на глине, то допускаемое давление на грунт определяется условием, согласно которому при нормальной полной нагрузке коэффициент устойчивости должен быть равным 3 и ни при каких обстоятельствах он не должен быть меньше 2. Если коэффициент устойчивости G_s при нормальной полной нагрузке равен 3, то коэффициент устойчивости G'_s при максимальной полной нагрузке будет

$$G'_s = 3 \frac{Q_{tn}}{Q_{t\max}}. \quad (54.10)$$

Если G'_s равно 2 или больше, то максимальной временной нагрузкой можно пренебрегать, и все фундаменты могут быть приведены в соответствие с нормальной временной нагрузкой на основе $G_s = 3$. С другой стороны, если G'_s меньше 2, то допускаемое давление на грунт следует выбирать таким образом, чтобы коэффициент устойчивости при нормальной временной нагрузке был равен $6/G'_s$.

Уменьшение осадок путем изменения размеров фундаментов. При рассмотрении допускаемого давления на грунт было указано, что осадка нагруженных площадей, имеющих аналогичную форму, но различные размеры, возрастает при данной интенсивности нагрузки с ростом ширины площади. Если фундаменты сооружения значительно отличаются по своим размерам, то дифференциальная осадка может быть из-за этого очень существенной. В таких случаях может быть оправдано известное приспособление давления на основание к размерам фундаментов. Если грунт состоит из песка, то дифференциальная осадка может быть уменьшена путем уменьшения размеров самых малых фундаментов, так как даже после этого их коэффициент устойчивости G_s сохраняет, вероятно, надлежащую величину. Применение этой методики по отношению к фундаментам на глине, как правило, снижает значение G_s для наименьших фундаментов до величины, меньшей чем 3, что является недопустимым. Следовательно, дифференциальная осадка фундаментов на глине может быть уменьшена только с помощью увеличения размеров самых больших фундаментов сверх требуемых по допускаемому давлению на грунт. Однако необходим опыт, чтобы успешно осуществить такого рода соответствие, так как должны быть учтены как периодические, так и случайные изменения в условиях загрождения.

Конструирование фундаментов и расчет изгибающих моментов. Обычно каждый фундамент конструируют таким образом, чтобы равнодействующая нагрузок Q_{in} [формула (54.6)] проходила через центр тяжести площади подошвы. Затем рассчитывают изгибающие моменты при допущении, что давление по подошве распределяется равномерно. Фактически контактное давление у фундаментов на песке уменьшается по направлению от центра к краям (рис. 96, б) и действительные изгибающие моменты бывают меньше расчетных. С другой стороны, если фундаменты очень жесткие и залегают на мягкой или средней глине, то контактное давление может возрастать по направлению к краям (рис. 96, а) и истинные моменты могут превышать расчетные. Однако эта разница полностью перекрывается запасами прочности, обычными в строительном проектировании.

Колонны, которые несут крановые пути в промышленных сооружениях, подвергаются большим внецентренным нагрузкам каждый раз, когда поблизости работает кран, однако в остальное время они несут обычную постоянную и временную нагрузки. Принято рассчитывать стык между колоннами и опорами на внецентренную нагрузку. В соответствии с этим моменты передаются на подошву фундамента. Если фундаменты залегают на глине, то под передним краем подошвы допустимое давление на грунт q_a не должно быть превышено, когда действуют все нагрузки, включая крановую. Центр тяжести подошвы каждого фундамента должен совпадать с равнодействующей постоянной нагрузки нетто, нормальной временной нагрузкой и небольшой частью, например 25%, крановой нагрузки. При этом все фундаменты следует проектировать, исходя из одинакового давления на грунт. С другой стороны, если фундаменты опираются на песок, необходимо конструировать их таким образом, чтобы давление на грунт было равномерным и равным q_a от постоянной нагрузки нетто, нормальной временной нагрузки и максимальной нагрузки от крана, которую можно ожидать при обычных рабочих условиях. Ни при каких комбинациях нагрузок давление на грунт не должно превышать $1,5 q_a$.

Меры предосторожности во время строительства. Все фундаменты неизбежно проектируются при допущении, что грунт под ними находится приблизительно в том же самом состоянии, что и в процессе бурения или испытаний пробной нагрузкой. Если грунт содержит мягкие карманы, которые не были обнаружены при бурении, или если структура грунта нарушена во время разработки котлована, то осадка будет более сильной и более неравномерной, чем это ожидается при проектировании. Чтобы избежать этой опасности, на месте каждого фундамента после окончания экскавации должно быть проведено простое испытание на пенетрацию. Один из

практически применяемых методов состоит в простом подсчете числа ударов, которое требуется для забивки зонда в грунт на 30 см с помощью падающего груза. Если в активном слое какого-либо из фундаментов встречаются исключительно мягкие карманы, то проект фундамента следует разработать заново. Это оказывается более экономичным, чем последующие ремонты.

Нарушение структуры грунта во время строительства в основном происходит при двух условиях, которые обычно и встречаются в поле. Если основание состоит главным образом из ила или мелкого песка, то оно может быть в корне нарушено в результате откачивания воды из открытых зумпфов. Это нарушение, очевидно, сопровождается серьезным ущербом для примыкающих сооружений в результате выноса грунта. Следовательно, если фундаменты на таких грунтах требуют откачки ниже уровня воды, то место производства работ должно дренироваться путем откачки из иглофильтров, а не из открытых зумпфов (§ 47). Откачка из иглофильтров также вызывает иногда заметную осадку примыкающей поверхности земли. Но если даже это происходит, то можно быть уверенным в том, что вредное действие откачки из открытых зумпфов было бы значительно большим.

Если основание состоит из глины, то верхний слой обнаженной глины, по-видимому, размягчается вследствие поглощения влаги из луж и переминания при ходьбе по этой глине. Поэтому фундаменты на глине необходимо бетонировать и засыпать сразу же после разработки котлована. Если этого нельзя сделать, то последние 10—15 см грунта не должны убираться, пока не закончится подготовка к укладке бетона.

ЛИТЕРАТУРА

54.1. K. Terzaghi, The actual factor of safety of foundations „Structural Eng.“, vol. 13, 1935, стр. 126—160.

Влияние осадок на сооружения.

54.2. A. W. Skempton, An investigation of the bearing capacity of a soft clay soil „J. Inst. Civil Engrs.“, London, vol. 18, 1942, стр. 307—321, дискуссия стр. 567—576.

Анализ аварии большого фундамента на глине.

54.3. A. Scheidig, Loess. T. Steinkopff, 1934, стр. 125—142.

Опыт устройства фундаментов на лессах.

54.4. K. Terzaghi, Settlement of structures in Europe and methods of observation „Trans. ASCE“, vol. 103, 1938, стр. 1432—1448.

54.5. W. L. Hanna and G. Tschebotareff, Settlement observations of buildings in Egypt, Proc. Intern. conf. soil mech., Cambridge, Mass., 1936, vol. I, стр. 71—77.

Сравнение расчетных и фактических осадок.

54.6. W. E. Simpson, Foundation experiences with clay in Texas „Civil Eng.“, vol. 4, 1934, стр. 581—584.

Набухание глины в пределах глубины сезонных колебаний влажности и температуры в полупустынном климате.

§ 55. СПЛОШНЫЕ ФУНДАМЕНТНЫЕ ПЛИТЫ

Сравнение фундаментных плит и отдельных фундаментов

Если суммарная площадь отдельных фундаментов, которая требуется, чтобы нести сооружение, превышает примерно половину всей площади здания, то обычно оказывается рациональным объединить все фундаменты в одну сплошную плиту. Такая плита представляет собой по существу большой фундамент и в соответствии с этим должна удовлетворять требованию, чтобы коэффициент устойчивости основания был не менее 3 и чтобы осадка не превышала величины, допустимой для сооружения.

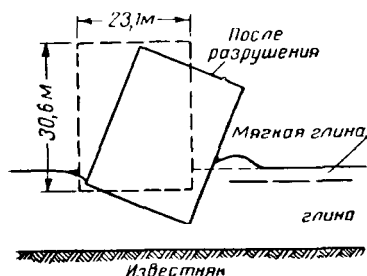


Рис. 182. Схема аварии зернового элеватора поблизости от Виннипега, в Канаде, в результате выпирания пласта глины

Коэффициент устойчивости сплошных фундаментных плит зависит от характера грунта. Если грунт состоит из очень рыхлого песка в водонасыщенном состоянии, то он должен быть искусственно уплотнен до сооружения плиты (см. § 50). Если песок является средним или плотным, то коэффициент устойчивости плиты будет значительно большим, чем коэффициент устойчивости отдельного фундамента, и может считаться достаточным без всяких расчетов.

Коэффициент устойчивости фундаментных плит на глинах практически не зависит от размера загруженной площади. Обычно он является очень низким, в результате чего имел место целый ряд аварий. Одна из таких аварий показана на рис. 182. Элеватор для зерна поблизости от Виннипега в Канаде занимал площадь $23,5 \times 58$ м и имел высоту в 31 м. Он залегал на пласте «плотной» глины, подстилаемой скалой. На основании результатов испытаний пробной нагрузкой было установлено, что предельная несущая способность глины составляла от 4 до 5 кг/см², и в проекте было принято допускаемое давление на грунт в 2,5 кг/см². Когда нагрузка на фундамент приблизилась к этому значению, одна сторона сооружения осела на 8,8 м, в то время как противоположная сторона поднялась на 1,5 м. Эта авария произошла менее чем за 24 часа [55.1]. Чтобы избежать риска таких аварий, фундаментную плиту на любом грунте следует проектировать таким образом, чтобы избыточная нагрузка, распределенная по нагруженной площади, не превышала значений, приведенных в табл. 22.

Коэффициент устойчивости сплошных фундаментных плит зависит от характера грунта. Если грунт состоит из очень рыхлого песка в водонасыщенном состоянии, то он должен быть искусственно уплотнен до сооружения плиты (см. § 50). Если песок является средним или плотным, то коэффициент устойчивости плиты

Избыточная нагрузка на основание рассчитывается точно так же, как и в случае отдельных фундаментов (§ 54). Если плита расположена ниже подвального этажа (рис. 184), то она образует совместно с его стенами большую полую опору. Поскольку нагруженный грунт может выпираться в стороны лишь по внешнему контуру всей площади, занятой плитой, глубина заложения измеряется от поверхности грунта и составляет D_f , а не D_{fs} , как это имеет место при уширенных фундаментах стен подвальных этажей (c и d на рис. 171). Следовательно, избыточная нагрузка Q_t на основание равна разнице между полной эффективной нагрузкой $Q + Q_l$ на основание минус полный эффективный вес W_s грунта, вытесненного подвальным этажом, или

$$Q_t = (Q + Q_l) - W_s. \quad (55.1)$$

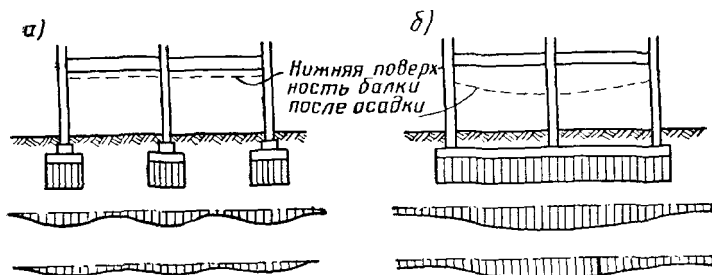


Рис. 183. Распределение давления в грунте под зданиями
 а — в случае далеко расставленных фундаментов; б — в случае сплошной бетонной плиты

Если q_a представляет собой допустимое давление на основание и если A обозначает площадь, покрытую плитой, то фундамент должен удовлетворять условию

$$\frac{Q_t}{A} \leq q_a. \quad (55.2)$$

Соотношение, выраженное уравнением (55.1), указывает на то, что избыточная нагрузка на основание может быть уменьшена с помощью увеличения глубины подвального этажа. Это увеличивает коэффициент устойчивости фундамента и уменьшает осадку. Существование этого соотношения было обнаружено некоторыми инженерами еще свыше столетия тому назад, и они с успехом пользовались им при постройке тяжелых сооружений на мягких грунтах, не прибегая к сваям.

Хотя правила, определяющие коэффициент устойчивости сплошных плит и отдельных фундаментов, являются абсолютно аналогичными, тем не менее общий характер осадок этих двух типов фундаментов является совершенно различным. Причины этого различия иллюстрируются рис. 183.

На этом рисунке дан вертикальный разрез двух сооружений, одно из которых залегает на раздельных фундаментах, а другое — на плите. Как в первом, так и во втором случае интенсивность давления на основание одинакова, как это показывают прямоугольные эпюры по подошве фундаментов. Кроме того, на рис. 183 приведены эпюры, показывающие интенсивность и распределение вертикального давления на различных глубинах ниже уровня подошвы каждого фундамента.

Раздельные фундаменты на рис. 183, *а* расположены на таком расстоянии друг от друга, что осадка каждого из них

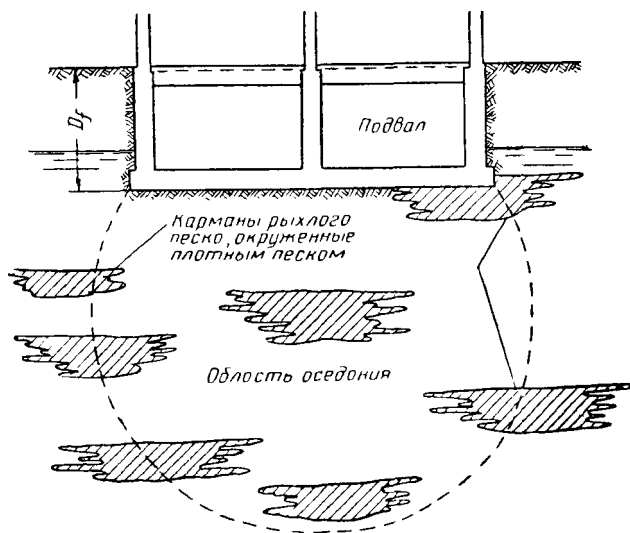


Рис. 184. Эпратическое распределение карманов рыхлого песка в пласте плотного песка в основании здания

происходит так, как будто остальные фундаменты не существуют. Если бы грунт был однородным, то фундаменты оседали бы почти одинаково; в действительности же они оседают различно, так как ни один из естественных слоев грунта не является однородным. Поскольку активная глубина расположена в пределах самого верхнего слоя грунта, распределение осадок отражает колебания в сжимаемости грунта, расположенного в пределах этого слоя (см. рис. 175). Это распределение всегда бывает незакономерным и практически не представляется возможным его предсказать. Этот факт предопределил правила, установленные для выбора допускаемых давлений на грунт при раздельных фундаментах (§ 54).

Активная зона для фундаментной плиты (рис. 183, *б*) простирается до значительно большей глубины, чем для раздель-

ных фундаментов. В пределах этой глубины слабые места рассеяны без всякой системы, как это показано на рис. 184, и их влияние на осадку нагруженной площади отчасти взаимно нейтрализуется. Поэтому площадь оседает так, как если бы нагруженный грунт был более или менее однородным. Осадка не будет обязательно равномерной, но она имеет довольно закономерный, а не произвольный характер. Однако характер осадки зависит от того, состоит ли грунт, расположенный в активной области, из песка или глины.

Осадка сплошных фундаментных плит

Как теория, так и опыт указывают на то, что осадки равномерно нагруженной площади на песке являются достаточно равномерными при условии, если нагрузка приложена на глубине более чем, примерно, 2,5 м ниже окружающей поверхности грунта. Если глубина является меньшей, то внешние части нагруженной площади оседают, по-видимому, несколько больше, чем центральная часть, если боковое смещение песка не встречает препятствий в пределах глубины от 2,5 до 3 м ниже поверхности земли.

Дифференциальная осадка площади, покрытой плитой, отображает, в общем, неравномерность сжимаемости грунта. Однако, вследствие беспорядочного распределения сжимаемых областей в грунте (рис. 184) и одновременного влияния жесткости плиты и корпуса здания, можно с уверенностью принять, что дифференциальная осадка фундаментной плиты на единицу максимальной осадки составляет не больше чем половину соответствующего значения для зданий на раздельных фундаментах. Следовательно, если дифференциальная осадка в 20 мм может приниматься в качестве допустимой, то допускаемое давление на грунт может быть выбрано таким образом, что максимальная осадка будет составлять 5 см вместо 2,5 в случае раздельных фундаментов. Ширина B плиты находится обычно в пределах от 12 до 36 м. В пределах этой амплитуды изменений значение B имеет очень небольшое влияние на максимальную осадку (см. рис. 176). Поэтому при выборе допускаемого давления на грунт шириной фундамента можно пренебрегать. Наконец, если не весь, то большая часть песка, расположенного в пределах активной глубины, обычно водонасыщена, так как вертикальное расстояние между подошвой плиты и зеркалом воды является обычно незначительным по сравнению с шириной плиты.

Описанные выше условия определяют допускаемое давление на грунт, если учитывается также относительная плотность песка. В настоящее время самым обычным методом определения относительной плотности является стандартное испытание на пенетрацию (§ 44).

Таблица 23

**Рекомендуемое допускаемое давление на песок под сплошными
фундаментными плитами**

N — число ударов на 30 см при стандартном испытании на пенетрацию;

q_a — рекомендуемое значение допускаемого давления в кг/см^2 .

Относительная плотность песка	Рыхлый	Средний	Плотный	Очень плотный
N	Менее 10	10—30	30—50	Более 50
q_a	Требуется уплотнения	0,7—2,5	2,5—4,5	Более 4,5

Эти значения основываются на максимальной осадке в 5 см.

Толщина слоя песка предполагается большей, чем ширина B плиты, а зеркало воды находится близко к подошве плиты или выше ее. Если глубина скалы значительно меньше чем $B/2$ и если зеркало воды расположено на глубине, большей чем $B/2$, то допускаемые значения давления могут быть увеличены.

Принимается, что нагрузки распределены довольно равномерно по основанию здания. Если различные части большой плиты на песке несут весьма различные нагрузки на единицу площади, то рекомендуется разрезать конструкцию швами на границах между этими частями.

Одно испытание должно проводиться на каждые 75 см глубины буровой скважины, начиная от уровня подошвы плиты до глубины B ниже этого уровня. Значение N для этой скважины равно среднему из всех значений N в пределах этой глубины. Требуется по меньшей мере шесть буровых скважин, и допускаемое давление на грунт должно быть выбрано по минимальному значению N , полученному в результате испытаний.

Допускаемые давления на грунт, соответствующие различным значениям N , приведены в табл. 23. Эти значения основываются на допущении, что допускаемое давление на грунт под сплошной плитой в 2 раза больше для водонасыщенного песка, чем получаемое с помощью экстраполяции по графику на рис. 177. Это допущение основывается на заключении, что допускаемая максимальная осадка плиты составляет 5 см вместо 2,5 см, принятых для зданий на отдельных фундаментах. Более точное определение допускаемого давления на грунт требует, как правило, нескольких серий испытаний пробной нагрузкой, проведенных на различных уровнях в активной зоне. Однако такая методика обычно практически неприемлема.

Если грунт содержит гравий или если он состоит из очень мелкого или илистого песка, то требуется проведение надлежащих контрольных испытаний и внесение поправок (см. § 54), которые могут привести к более низким значениям, чем приведенные в табл. 23. С другой стороны, если песок залегает на невыветрившейся скале на глубине, меньшей чем $B/2$, или если зеркало воды находится постоянно ниже этой глубины, то можно принять несколько более высокие значения.

Все приведенные выше рекомендации основываются на само собой разумеющемся допущении, что распределение нагрузок на плиту является более или менее равномерным. Если сооружение, которое поддерживается плитой, состоит из частей с очень различными высотами, то может оказаться рациональным разрезать его швами на границах между этими частями.

Максимальное допускаемое значение давления на глинистые грунты под плитами, аналогичное давлению под отдельными фундаментами, приводится в табл. 22, стр. 488 в столбце q_a . Однако ввиду больших размеров площади плит и быстрого увеличения осадки глины с увеличением размеров загруженной площади (рис. 179), всегда необходимо выяснить, хотя бы приближенно, будет ли осадка допустимой. Вычисление может быть основано на допущении, что загруженная глина ограничена в горизонтальном направлении. Результаты расчетов показывают в соответствии с опытом, что поверхность равномерно нагруженной глины принимает форму мелкой чаши, так как уплотняющее давление уменьшается от центра к краям (рис. 183, б). Однако откосы чаши настолько пологие, что разница между осадкой двух соседних колонн является весьма незначительной по сравнению с разницей между максимальной и минимальной осадкой. Для плит на песке эти различия могут быть почти равными. Поэтому допускаемая дифференциальная осадка плит на глине является гораздо большей, чем для отдельных фундаментов на песке.

Проектирование фундаментных плит

Средняя суммарная нагрузка на единицу площади подошвы плиты равна полному эффективному весу здания $Q+Q_1$, деленному на общую площадь A подошвы. Поскольку площадь, занятая плитой, может быть только равной или незначительно большей, чем площадь, занятая зданием, то проектировщик лишен возможности изменить давление на грунт путем изменения размеров плиты. Следовательно, чтобы удовлетворить формуле (55.2), он вынужден увеличить W_s по формуле (55.1). Это может быть сделано только путем устройства под сооружением одного или больше подвальных этажей на должной глубине. Требуемая глубина может быть определена путем пробных расчетов.

После того как определена глубина подвальных этажей, следующий шаг в проектировании состоит в том, чтобы рассчитать силы, которые действуют на плиту. При этом приходится в значительной мере полагаться на здравый смысл проектировщика. Факторы и условия, которые необходимо учесть, иллюстрируются рис. 185.

На рис. 185 дан вертикальный разрез через сооружение, состоящее из тяжелой башни с двумя крыльями. Зеркало воды расположено ниже подошвы плиты. При этом допущении полная реакция грунта равна полному весу $Q + Q_t$ здания, включая вес плиты, в то время как избыточная нагрузка Q_t [формула (55.1)], которая определяет осадку, равна разнице между весом сооружения и весом W_s грунта, который был

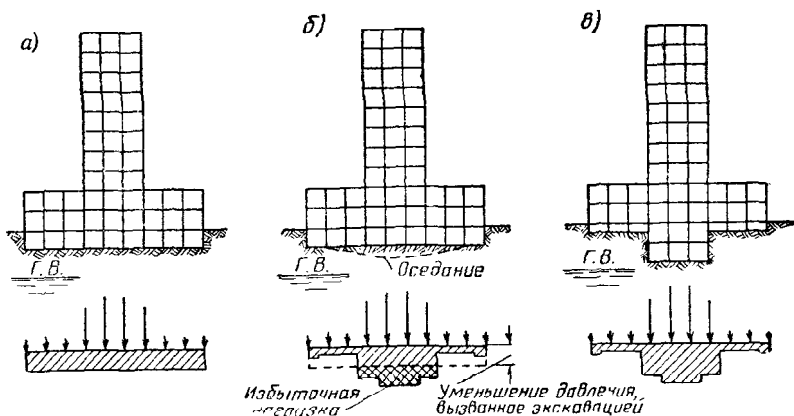


Рис. 185. Три различных метода проектирования фундамента на сплошных плитах в случае очень сжимаемого грунта

а — жесткая конструкция надстройки, которая может обеспечить равномерную осадку; *б* — упругая надстройка, способная выдержать без ущерба большие прогибы, *в* — равномерная осадка в случае упругой надстройки, достигнутая неодинаковой глубиной заложения в соответствии с весом частей сооружения. В заглубленных частях устроены дополнительные подвалы

вынут. Если избыточная нагрузка Q_t равна нулю и если, кроме того, сооружение жесткое, то практически не будет иметь места никакая осадка, если даже реакция грунта очень большая. Грубо приближенно реакция грунта по подошве жесткого сооружения может приниматься равномерной, как это показывает заштрихованный прямоугольник на рис. 185, *а*. Однако нагрузки концентрируются в центральной части основания здания. Поэтому корпус сооружения испытывает очень сильное влияние изгибающих моментов. Стоимость конструкций, способных выдержать эти моменты, может оказаться чрезмерно высокой.

Если здание нежесткое, то реакция грунта на каждую часть плиты приближенно равна нагрузке, которая действует на нее сверху (рис. 185, *б*). Соответствующие изгибающие моменты являются относительно небольшими. Однако ввиду значительной концентрации нагрузок в средней части плиты, эта часть несет избыточную нагрузку, в то время как внешние части будут недогружены. Вследствие этого башня осядет больше чем крылья, как это показано на схеме. Раз-

ница в осадках неизбежна, если даже полное избыточное давление на грунт равно нулю. Если здание залегает на песке, то разница между осадками башни и крыльев является очевидно слишком незначительной, чтобы оказать вредное влияние на сооружение, и плиту можно проектировать так, как будто на нее действуют силы, показанные на рис. 185, б. С другой стороны, если плита залегает на глине, то дифференциальная осадка, обусловленная неравномерным распределением нагрузки, может быть очень большой. Осадочные швы между башней и крыльями могут в известной степени улучшить напряженное состояние отдельных частей сооружения, но не могут предотвратить увеличения осадок обоих крыльев по направлению к башне. Следовательно, необходимо провести расчет осадок, чтобы определить, превысит ли дифференциальная осадка то значение, которое сооружение может выдержать без повреждений. Если это так, то проектировщик должен выбирать между двумя возможностями. Либо он принимает для сооружения фундамент из свай или столбов, либо же он подводит под башню и крылья подвальные этажи различной глубины, как показано на рис. 185, в. Глубина каждого подвального этажа должна быть определена таким образом, чтобы осадки башни и крыльев были теоретически равны. Если это условие удовлетворяется, то проектировщик может быть вполне уверенным в том, что дифференциальная осадка будет терпимой.

При расчете толщины плиты и ее армировки обычно принимают, что плита является неразрезной, свободно опертой в каждой точке и вдоль каждой линии, по которой нагрузка передается на плиту сверху. Снизу действует распределенная нагрузка. Она равна полной реакции грунта, которая в свою очередь равна полному весу здания без вычета гидростатического давления или веса удаленного грунта. Поскольку разница между теоретическим и действительным распределением изгибающих моментов в плите может быть очень большой, обычно рекомендуется количество арматуры в плите принимать в 2 раза больше расчетного количества.

Выше было принято как нечто само собой разумеющееся, что жесткая плита не оседает, пока нагрузка на нее не становится равной весу вынуженного грунта. Во многих случаях погрешностью, обусловленной этим предположением, можно с уверенностью пренебрегать. Однако, если грунт мягкий, а котлован глубокий, то осадка, которая происходит, прежде чем эффективная нагрузка на плиту становится равной эффективному весу вынуженного грунта, может оказаться достаточно большой, чтобы обратить на нее внимание. Причины такой осадки рассматриваются ниже.

Вспучивание дна котлована во время экскавации грунта для подвальных помещений

Выемка грунта для подвальных помещений влечет за собой полное устранение давления, которое испытывал первоначально грунт на уровне подошвы плиты. Вследствие этого дно котлована поднимается. Затем во время строительства вес здания становится равным и даже превышает первоначальное бытовое давление. Тогда вспучивание исчезает и здание садится. Если здание имеет бо́льший вес, чем вынутый грунт, то осадка проходит в две стадии. Первая стадия продолжается до тех пор, пока нагрузка на единицу площади плиты не будет равной первоначальному бытовому давлению, а вторая стадия начинается, когда это давление превышает. Особенности осадок в течение второй стадии уже были описаны. Характеристики первой стадии могут быть очень различными.

В конце первой стадии, когда вес здания становится равным весу удаленного грунта, осадка равна или несколько больше, чем предшествующее вспучивание, которое обычно является очень незначительным. Если вес здания далее не увеличивается, то осадка прекращается вскоре после того, как строительство закончилось. Выше указывалось, что этот факт уже давно учитывался при проектировании зданий на мягких грунтах, однако не всегда понималось, что постепенная осадка зданий на более жестких грунтах тоже может быть предотвращена в результате выемки такого количества грунта, которое компенсирует вес здания. Действительно, некоторые здания с подвальными этажами, которые достаточно глубоки, чтобы удовлетворить этому требованию, строились с дорогостоящими свайными фундаментами. Ясно, что деньги, израсходованные на сваи, были фактически выброшенными.

Размеры вспучивания и последующей осадки зависят от характера грунта и от размеров выемки. Только в редких случаях можно предсказать их на основании испытаний грунта и теоретического анализа. Если выемка производится в песке выше уровня воды, то вспучивание будет таким незначительным, что обычно им можно пренебрегать. Мягкая глина деформируется практически при постоянной влажности аналогично сплошному упруго-изотропному материалу. Следовательно, вспучивание можно было бы рассчитать с помощью теории упругости, если бы модуль упругости глины можно было определить путем испытаний грунта. Результаты расчетов, основывающихся на значении начального касательного модуля ненарушенных образцов (§ 18), указывают на то, что действительное вспучивание является всегда значительно меньшим, чем вычисленное. Однако величину

погрешности невозможно предугадать. Два приведенных ниже примера иллюстрируют неопределенность при расчете вспучивания. В обоих примерах напряжения, вызванные выемкой, были гораздо ниже разрушающих для глины.

Первая выемка была произведена для подвального помещения со средней глубиной 10,5 м. Здание покрывало площадь в 60×112 м. Грунт состоял из слоя мягкой ледниковой глины толщиной почти 30 м с жесткой коркой. Глина была

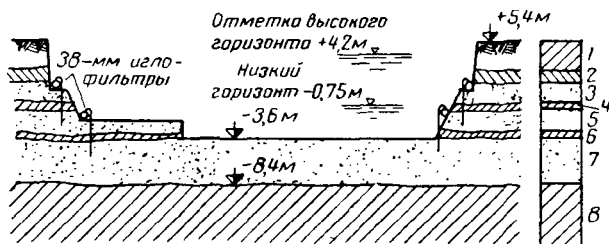


Рис. 186. Разрез по котловану в пластах, расположенных над мягкой глиной мощностью 36 м

1 — насыпь; 2 — торф; 3 — мелкий песок; 4 — серый песок;
5 — мелкий песок; 6 — серый песок; 7 — мелкий песок; 8 — мягкая глина

покрыта толстым слоем насыпного грунта и мягкого органического ила, она подстилалась слоем из гравия и орштейна. Дно котлована было расположено в пределах жесткой корки поблизости от ее первоначальной верхней поверхности. Модуль упругости глины, определенный на основании испытаний на одноосное сжатие ненарушенных монолитов, имел среднее значение 100 кг/см^2 . На основе этого значения было определено, что максимальное вспучивание составит примерно 12,5 см. Действительное максимальное вспучивание равнялось 8,6 см. В этом случае предсказание оказалось относительно точным.

Второй котлован показан на рис. 186. Он имеет площадь 18×33 м. Дно котлована расположено на 9 м ниже поверхности в пласте песка, который на глубине 4,3 м от подошвы фундамента подстилается слоем мягкой глины толщиной 36 м. Средний модуль упругости глины по данным лабораторных испытаний составляет 60 кг/см^2 , а вспучивание, вычисленное на основе этого значения, 35 см. Чтобы наблюдать за действительным вспучиванием, в песке установили подземную марку, расположенную на 1,8 м выше поверхности глины. Хотя можно было бы заметить любое вспучивание, превышающее 6 мм, оказалось, что глина велась себя во время экскавации, как почти твердое тело с модулем

упругости в несколько сот килограммов на 1 см^2 . Некоторые глины проявляют аналогичную жесткость при прокладке тоннелей и при других строительных работах. Однако такое жесткое состояние бывает, по-видимому, только временным. Вследствие этого строительные работы в случае, иллюстрируемом рис. 186, были проведены так быстро, как это только возможно, и нагрузка была приложена к грунту прежде, чем началось какое-либо движение. Для того чтобы предотвратить нарушение песка в результате фильтрационного давления, экскавацию не начинали до тех пор, пока зеркало воды не было понижено с помощью иглофильтров, как это показано на рисунке. Вес законченного сооружения был примерно равен весу удаленного грунта, и последующая осадка была слишком незначительной, чтобы ее можно было измерить.

Если глина ниже котлована содержит большое число непрерывных слоев либо прослоек из крупной пыли или песка, то влажность глины может увеличиться до таких размеров, что основная часть вспучивания будет обусловлена разбуханием. Предсказание скорости разбухания, основанное на результатах лабораторных испытаний на консолидацию, является, очевидно, чрезвычайно неточным, так как степень непрерывности проницаемых слоев не может быть определена до начала строительства.

Если глубина подвалов увеличивается сверх определенного значения, то дно котлована становится неустойчивым и разрушается в результате выпирания независимо от прочности и типа горизонтальных креплений откосов (§ 32). Однако критическая глубина может быть почти удвоена, когда разработка производится под сжатым воздухом. В чрезвычайно мягком грунте фундаментные плиты успешно сооружались следующим образом. Боковые стены и пол подвального этажа возводились как одно целое вблизи от поверхности грунта, и вся конструкция затем погружалась до надлежащего уровня путем подмыва и откачивания пульпы через отверстия в полу.

Раздельные фундаменты на естественных подушках

Если фундаменты здания залегают на мощном плотном слое, под которым находятся значительно более сжимаемые слои, то верхний слой ведет себя как естественная подушка, которая аналогично сплошной фундаментной плите распределяет нагрузку от здания на мягкие слои. Фундаменты проектируются так, как будто мягкие слои отсутствуют, поскольку осадки, обусловленные консолидацией мягких слоев, практически не зависят от давления по подошве фундаментов.

Нагрузка, определяющая осадку за счет консолидации, равна суммарному эффективному весу здания минус эффективный вес вынутого грунта. При вычислении величины и распределения уплотняющего давления на мягкие слои принимается, что вес вынутого грунта является отрицательной нагрузкой, распределенной равномерно по основанию. Вес здания представляет собой положительную нагрузку на основание. В любой точке мягких слоев уплотняющее давление равно разности давлений, вызванных этими двумя нагрузками. Осадка за счет консолидации определяется при допущении, что мягкий грунт ограничен в горизонтальном направлении. Величины осадок, которые могут иметь место, иллюстрируются рис. 181.

Если расчет свидетельствует о том, что осадки неприемлемы, проект фундамента должен быть изменен. Это может быть сделано, например, путем создания под различными частями здания подвалов различной глубины (рис. 185, в) или с помощью опирания сооружения на сваи или столбы.

Фундаменты стен подвальных этажей на песке ниже уровня воды

Подвальный этаж, расположенный ниже уровня воды, должен иметь водонепроницаемый пол в виде плиты, соединяющей фундаменты. Если нагрузка на фундаменты прикладывается после того, как плита забетонирована, то фундаменты вместе с плитой образуют сплошную фундаментную плиту, на подошву которой действует не только давление

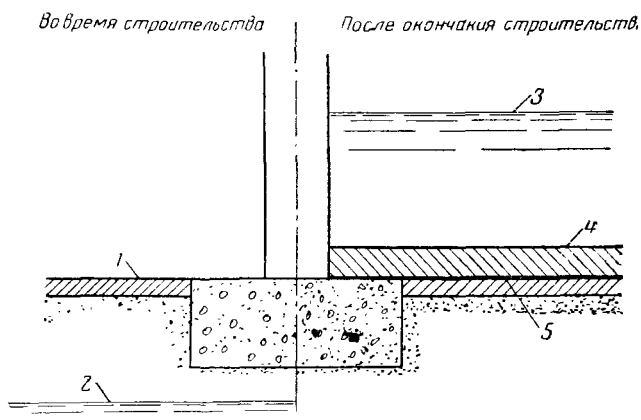


Рис. 187. Фундамент подвала на песчаном основании, расположенный ниже уровня воды

1 — тощий бетон; 2 — уровень воды во время строительства; 3 — нормальный уровень воды; 4 — плита, рассчитанная только на давление воды; 5 — битуминозный слой

воды, но и распределенная более или менее равномерно реакция грунта.

Чтобы избежать необходимости делать плиту достаточно прочной для восприятия обоих видов давлений, плита между фундаментами не должна бетонироваться до тех пор, пока на фундаменты не будет передана полная постоянная нагрузка. Нагрузка на грунт по подошве фундаментов будет в этом случае равна полному весу здания минус полное гидростатическое давление на пол подвала, а на связывающую плиту будет действовать исключительно лишь давление воды. Однако фундаменты должны проектироваться при допущении, что гидростатическое давление не действует, так как не допускается, чтобы зеркало воды поднималось выше пола подвала, пока фундаменты не будут нести полной постоянной нагрузки от сооружения. Задержка в устройстве плиты требует продолжения откачки, пока не будет закончено строительство здания. Последовательность работ иллюстрируется рис. 187. Для предотвращения всплывания плиты необходимо ее прикрепить либо к колоннам, либо, что лучше, к фундаментам.

Сводка правил проектирования сплошных фундаментных плит

1. Если сооружение, опирающееся на песок, может выдержать разницу осадок в 20 мм между соседними колоннами без всякого ущерба, то может быть допущена максимальная осадка в 50 мм. Соответствующие допускаемые давления на грунт приведены в табл. 23.

2. Допускаемое давление на грунт при плитах, имеющих ширину B , не может быть надежно определено с помощью испытаний пробной нагрузкой, если не осуществить несколько серий испытаний на различных отметках в пределах глубины B от подошвы плиты. Такие испытания экономически оправдываются только в исключительных условиях.

3. Если различные участки большой плиты на песке несут весьма различную нагрузку на единицу площади, то рекомендуется разрезать сооружение швами на границах между этими участками.

4. Фундаментная плита на глине должна удовлетворять условиям, в соответствии с которыми коэффициент устойчивости основания против выпирания должен быть не меньше 3, а разность осадок не должна быть опасной для сооружения. Как коэффициент устойчивости, так и осадка зависят не от общего веса сооружения, а от разницы между весом сооружения и весом вынутого грунта. Поэтому указанным требованиям можно обычно удовлетворить в результате надлежащего выбора глубины подвальной части здания.

5. Неравномерная осадка равномерно нагруженной упру-

гой плиты на глине вызывается в основном чашеобразной деформацией поверхности грунта и приближенно равна половине максимальной осадки. Если само здание является гибким, то дифференциальная осадка может быть предотвращена путем придания подземной части здания высокой жесткости. Если различные участки большой плиты на глине несут различные нагрузки, то изгибающие моменты в жесткой нижней части будут такими большими, что стоимость ее устройства будет, очевидно, недоступной. Другая возможность состоит в том, чтобы изменять глубину подвальной части в соответствии с нагрузками таким образом, чтобы разница между нагрузкой от здания и весом вынутого грунта на единицу площади имела приблизительно одно и то же значение для каждой части плиты. Какой бы из этих двух методов не был использован, в обоих случаях требуется хотя бы приблизительный расчет осадок.

6. Слои жесткой глины или плотного песка, расположенные над слоями мягкой глины, действуют как естественные подушки. Фундаменты зданий, залегающих на таких слоях, проектируются так, как будто мягкие слои отсутствуют. Поскольку осадка, вызванная консолидацией мягких слоев, может быть очень большой, требуется расчет осадок. Способы уменьшения осадок, происходящих за счет консолидации, являются теми же, что и способы, указанные в случае фундаментных плит на однородных пластах глины.

ЛИТЕРАТУРА

55.1. Failure of Transcona grain-elevator, „Eng. News“, vol. 70, 1913, стр. 944—1107.

Разрушение элеватора на мягкой глине.

55.2. A remarkable test of reinforced concrete construction, „Eng. News“ vol. 57, 1907, стр. 458.

Полное разрушение основания заводского здания на мягкой глине в Тунисе.

55.3. W. E. Simpson, Foundation experiences with clay in Texas, „Civil Eng.“, vol. 4, 1934, стр. 581—584.

Результаты наблюдений за осадкой здания на сплошной плите, опиравшейся на переуплотненную глину.

55.4. J. A. Cuevas, The floating foundation of the new building for the National lottery of Mexico, Proc. Intern. conf. soil mech., Cambridge, Mass., vol. 1, 1936, стр. 294—301.

Описание попытки предупредить осадку сплошной плиты на очень мягкой глине путем устройства глубокой подвальной части. Данные о вспучивании дна котлована.

55.5. A. Casagrande and R. E. Fadum, Application of soil mechanics in designing building foundations, „Trans. ASCE“, vol. 109, 1944, стр. 383—416, дискуссия стр. 417—490.

Описание двух зданий, опирающихся на естественную подушку из жесткой глины.

55.6. R. E. Fadum, Observations and analysis of building settlements in Boston, doctor's thesis, Graduate school of engineering, Harvard university, 1941.

Данные о вспучивании оснований двух зданий, описанных в [55.5].

55.7. K. Terzaghi. Recording results of field tests on soils, „Civil Eng“, vol. 13, 1943, стр. 585—587.

Наблюдения за осадками сооружения на сплошной плите с основанием из переуплотненного пластичного ила.

§ 56. СВАЙНЫЕ ФУНДАМЕНТЫ

Назначение свай

Сооружение опирают на сваи, если грунт, расположенный непосредственно под его подошвой, не обладает надлежащей несущей способностью, или если экономические расчеты приводят к выводу, что свайный фундамент будет стоить дешевле, чем любой другой фундамент.

Сваи конструируются самых различных форм и из самых различных материалов. Описание основных типов свай, а также способов их изготовления и погружения может быть найдено в литературе [56.1]. Здесь мы коснемся только свай более или менее обычного типа, которые забивают в грунт с помощью обычного механического приспособления, называемого копром для забивки свай. Однако общие принципы применимы при некоторых незначительных изменениях также и к проектированию фундаментов на других типах свай, погружаемых различными методами. Кроме того, мы примем, что сваи несут только статические нагрузки, потому что действие пульсирующих нагрузок и вибраций на свайные фундаменты до сих пор еще не исследовано надлежащим образом.

По характеру работы сваи могут быть подразделены на три категории.

1. Сваи трения в крупнозернистом очень пронизваемом грунте. Эти сваи передают грунту большую часть своей нагрузки через поверхностное трение. Процесс забивки этих свай, расположенных группами близко друг к другу, значительно уменьшает пористость и сжимаемость грунта в пределах этих групп и вокруг них. Поэтому сваи этой категории называются иногда сваями уплотнения.

2. Сваи трения в очень мелкозернистых грунтах с низкой пронизваемостью. Эти сваи передают свою нагрузку грунтам через поверхностное трение, но они не уплотняют заметно грунт. Фундаменты, образованные сваями этого типа, обычно известны как висячие свайные фундаменты.

3. Свай-стойки. Эти сваи переносят свою нагрузку на твердый слой, расположенный на значительной глубине под подошвой сооружения.

В естественных условиях однородные слои грунта очень редки. Поэтому никакие четкие границы не могут быть установлены между тремя основными категориями свай. Одна и та же свая может вытеснить часть массы грунта, через который она забивается, без изменения относительной его плотности, в то время как остальная часть грунта будет испытывать уплотнение. Конец сваи может опираться на плотный слой песка, способный поддерживать сваю в точке опирания, но тем не менее значительная часть нагрузки, очевидно, будет восприниматься поверхностным трением. Вследствие широкого разнообразия грунтовых условий, встречающихся на практике, всякая попытка установить правила проектирования свайных фундаментов неизбежно связана с радикальными упрощениями, а сами правила полезны лишь в том отношении, что они указывают направление рассуждений. По этой же причине теоретические исследования проблемы свайных фундаментов, как, например, попытки определить разрушающую нагрузку на группу свай с помощью теории упругости, совершенно неприемлемы и ими можно с уверенностью пренебрегать. Даже выводы, которые основываются на результатах испытаний моделей малых размеров, по-видимому, далеки от того, чтобы на них можно было полагаться.

Проектирование свайных фундаментов

Историческое развитие. До XIX в. почти все здания воздвигались на ленточных фундаментах. Сваи использовались лишь в тех местах, где грунт был не в состоянии воспринять давление от фундамента. Поскольку лес имелся в изобилии, а труд стоил дешево, то забивалось такое количество свай, какое только могло разместиться в грунте. Осадки не вызывали опасений, так как преобладающий тип сооружений мог выдержать значительные неравномерные осадки без всякого ущерба.

В XIX в., когда развитие промышленности потребовало создания тяжелых, но дешевых сооружений в районах со слабыми грунтами, стоимость свайных фундаментов стала актуальным вопросом, и перед инженерами была поставлена задача применять не больше свай, чем необходимо, чтобы обеспечить надлежащую устойчивость здания. Этого нельзя было достигнуть, не зная хотя бы предельной нагрузки, которую может нести отдельная свая. Попытки получить необходимые данные при минимальных затратах труда и средств привели к теоретическим ухищрениям, вылившимся в обширный ассортимент формул. Однако с течением времени стало ясно, что формулы, относящиеся к сваям, имеют целый ряд неустранимых недостатков, и вместе с тем становилось все более и более обычным определять допускаемую нагрузку

на сваи во всех случаях, за исключением самых незначительных работ, путем проведения испытаний пробных свай.

Число свай, требующихся, чтобы нести данное сооружение, определялось с помощью простого деления общей нагрузки на допускаемую нагрузку на одну сваю. Многие фундаменты, запроектированные таким образом, оказались удовлетворительными, но в ряде случаев наблюдались чрезмерные и неожиданные осадки. Эти аварии свидетельствовали о том, что между осадкой свайного фундамента как единого целого и осадкой одиночной пробной сваи не обязательно существует какая-либо связь, даже если нагрузка на каждую сваю в отдельности одна и та же [56.2]. Они привели к очевидному заключению, что знание несущей способности одиночной сваи составляет лишь часть данных, необходимых для проектирования удовлетворительного свайного фундамента. Чтобы определить, останется ли осадка свайного фундамента в допустимых пределах, проектировщик должен рассмотреть напряжения, вызванные в грунте всей нагрузкой, приложенной к фундаменту, и определить осадку, вызванную этими напряжениями. Этот расчет требует знания основных принципов механики грунтов. Если результаты расчета покажут, что осадка может превысить приемлемое значение, то проект должен быть изменен.

Стадии проектирования свайных фундаментов. Для предварительного проектирования свайного фундамента необходимо прежде всего получить грунтовый профиль с помощью разведочного бурения. Факторы, определяющие глубину, до которой грунт должен быть исследован, были рассмотрены в § 45. Обычно грунтовый профиль содержит все данные, необходимые для решения вопроса о том, может ли сооружение опираться на сваи трения, залегающие полностью в песке, на сваи-стойки, забитые через мягкие слои в твердый пласт, или на висячий свайный фундамент.

Следующая стадия предварительного проектирования состоит в выборе длины и типа свай. Если подходящими являются сваи-стойки, то, по-видимому, можно с достаточной точностью судить о требуемой длине на основании грунтового профиля. Однако длина свай трения в песке может быть определена только путем забивки пробных свай, а длина свай трения в мягкой глине — путем определения коэффициента устойчивости группы свай против полного разрушения (стр. 530). Выбор типа свай предопределяется, по крайней мере частично, практическими соображениями [56.1, 56.3].

После того как длина и тип свай предварительно выбраны, для одиночной сваи теоретически определяется предельная несущая способность, либо последняя устанавливается

с помощью испытаний пробной нагрузкой. Эта величина делится на соответствующий коэффициент запаса, чтобы получить допускаемую расчетную нагрузку на сваю. Общее количество свай, которое требуется, чтобы поддержать сооружение, устанавливается путем деления всего веса сооружения на «допускаемую расчетную нагрузку».

После того как количество свай установлено, следующая стадия состоит в выборе расстояния между ними. Общепринято, что расстояние D между осями свай должно быть не меньше чем $2,5d$, где d — диаметр верхнего сечения свай. Это правило основывается на практическом опыте. Если расстояние между сваями меньше чем $2,5 d$, то выпирание грунта будет, очевидно, чрезмерным и забивка каждой новой сваи может сместить или поднять соседние сваи. С другой стороны, расстояние между сваями большее, чем $4 d$, является неэкономичным, так как увеличивает стоимость фундамента без каких-либо существенных преимуществ для работы основания. Наиболее подходящее значение D должно быть выбрано между этими пределами в соответствии с грунтовыми условиями, как это указано в дальнейшем.

Когда вопрос о расстоянии решен, сваи распределяются либо по квадратной, либо по треугольной сетке. В результате умножения количества свай на D^2 (квадратная сетка) или на $D^2\sqrt{3}$ (треугольная сетка) получается полная площадь свайного фундамента. Если эта площадь значительно меньше, чем половина полной площади, занимаемой сооружением, то последнее воздвигается на раздельных свайных фундаментах; если же эта площадь значительно больше, то устраивается сплошной свайный фундамент, и расстояние между сваями увеличивается таким образом, чтобы они располагались по непрерывной сетке на всей площади. Если нагрузка на различные участки фундамента является весьма различной, то расстояние между сваями должно соответствовать интенсивности нагрузки на каждый из участков. Наконец, в спорных случаях решение о том, должно ли сооружение опираться на отдельные фундаменты или на сплошной фундамент, принимается в результате сравнения расходов по обоим вариантам.

При висячем свайном фундаменте в мягкой глине или в пластичном иле необходимо определить предельную несущую способность групп свай в целом и не следует допускать, чтобы нагрузка на отдельную группу превышала половину или, еще лучше, одну треть предельного значения. Пренебрежение этим требованием может приводить к катастрофическим результатам. Во многих случаях сооружения вместе с поддерживающими сваями и с грунтом, расположенным между сваями, внезапно продавливались в грунт, хотя нагрузка на сваю не превышала «допускаемой расчет-

ной нагрузки». Способ определения несущей способности куста свай описывается ниже.

Если нагрузка на каждую сваю является такой, что несущая способность куста свай в целом не превышена, то авария в результате внезапного погружения фундамента в грунт не может произойти. Однако при этом не исключается возможность чрезмерной осадки, так как осадка свайного фундамента в целом не имеет ничего общего с осадкой одиночных свай под той же нагрузкой, что и на каждую сваю в кусте. Осадка фундамента может составлять от нескольких миллиметров до нескольких десятков сантиметров в зависимости от грунтовых условий, количества свай и площади, занятой сооружением. Осадка менее, чем примерно 5 см, обычно является безвредной, но осадки в 15 см или больше могут оказать весьма нежелательное влияние на сооружение. Следовательно, в случае висячего свайного фундамента в мягкой глине или свай-стоек, расположенных над мягкими слоями, расчет осадок является обязательным. Отказ от такого расчета является причиной многих неудач при проектировании свайных фундаментов.

Последняя стадия проектирования заключается в расчете ростверка. Определение изгибающих моментов и поперечных сил обычно основывается на допущении, что каждая свая несет одинаковую нагрузку. Теоретический анализ и результаты испытаний в полевых условиях приводят к заключению, что это допущение обычно далеко от действительности [56.4]. Если слои грунта относительно горизонтальны и концы свай не опираются на скалу, то нагрузка на сваю в кусте, несущем жесткую конструкцию, возрастает от центральных свай по направлению к краям. Однако ошибка, которую влечет за собой указанное выше допущение, не превосходит обычного запаса прочности железобетонных конструкций.

Детали последовательных стадий проектирования свайных фундаментов приводятся ниже.

Предельная нагрузка и «допускаемая расчетная нагрузка» на одиночную сваю

Поверхностное трение и сопротивление острия. Термин предельная нагрузка или несущая способность одиночной сваи характеризует нагрузку, при которой осадка свай превышает некоторое предельное допускаемое значение, например, 15 см. Какой бы ни была нагрузка, она воспринимается отчасти за счет поверхностного трения, а отчасти за счет сопротивления грунта, расположенного непосредственно под нижним концом сваи, как это указано на рис. 188, а. Поэтому предельная несущая способность Q_d может быть разложена на две части: Q_f — обусловленную поверхностным

трением и Q_p — сопротивление острия сваи. Следовательно:

$$Q_d = Q_f + Q_p. \quad (56.1)$$

На рис. 188, б горизонтальное сечение по нижнему концу сваи обозначено ab , а заштрихованная площадь представляет собой эпюру давления в этом сечении. Полное давление, очевидно, равно Q_d . Предлагались различные уточненные теоретические методы для определения распределения этого давления, но нельзя полагаться на результаты этих вычислений, так как все методы основываются на допущении, что грунт является идеально однородным и упругим телом. Достоверные данные по вопросу о распределении давления могут быть получены только в результате непосредственных измерений, но до сих пор такого рода измерения не производились. Однако нет сомнений в том, что распределение зависит не только от размеров сваи, но также и от нагрузки, от характера грунта и от грунтового профиля. Оно, по-видимому, заметно изменяется с течением времени.

Поверхностное трение одиночной сваи в песке. Когда свая забивается в очень плотный песок, то невозможность дальнейшего погружения обнаруживается уже на глубине в несколько десятков сантиметров, в то время как в очень рыхлом песке сваи могут быть забиты до значительной глубины, не встречая заметного сопротивления. В любом песке как среднее поверхностное трение на единицу площади контакта, так и сопротивление острия сваи возрастают с увеличением глубины. Суммарное поверхностное трение, которое оказывает сопротивление дальнейшему погружению цилиндрической или призматической сваи в однородный слой песка, значительно больше половины полной предельной несущей способности Q_d сваи, однако сопротивление выдергиванию значительно меньше, чем половина Q_d . Разница между этими двумя значениями поверхностного трения обуславливается тем фактом, что движение сваи вниз увеличивает давление на ее боковую поверхность, в то время как движение вверх уменьшает его. После того как свая забита до нулевого отказа, среднее поверхностное трение, оказывающее сопротивление дальнейше-

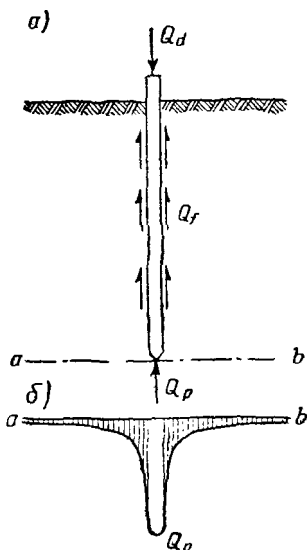


Рис. 188. Свая трения в мягкой глине; распределение давления в горизонтальной плоскости, проходящей на уровне острия сваи

му погружению под статической нагрузкой, имеет величину порядка $2,5 \text{ т/м}^2$ для рыхлого песка (длинные сваи) и 10 т/м^2 для очень плотного песка (короткие сваи).

Иногда наблюдается, что несущая способность свай в песке заметно уменьшается в течение первых 2 или 3 дней после забивки. Хотя такое явление довольно редко, однако никогда не следует им пренебрегать. Возможно, что высокая начальная несущая способность объясняется временным на-

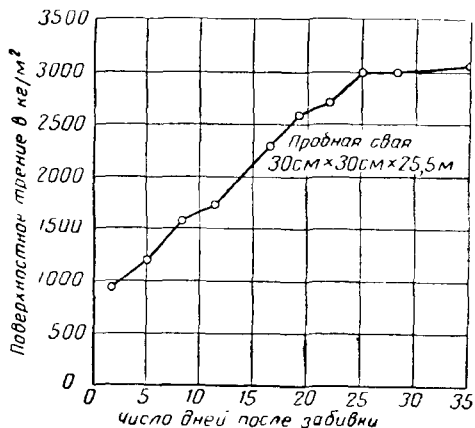


Рис. 189. Увеличение предельной несущей способности свай с течением времени

пряженным состоянием, которое создается в песке, окружающем нижний конец сваи во время забивки. Это напряженное состояние сопровождается временным повышением сопротивления острия сваи.

Поверхностное трение свай в мягкой глине. Сопротивлением острия свай трения, залегающих в мягкой глине, можно пренебрегать по сравнению с поверхностным трением. Поверхностное трение на единицу пло-

щади контакта более или менее независимо от глубины и от метода погружения свай. Оно зависит почти целиком от свойств глины. Обычно, хотя и не всегда, сопротивление выдергиванию почти равно сопротивлению вдавлению под нагрузкой. Все эти соотношения являются значительно более простыми, чем соответствующие соотношения для свай трения в песке. Зато соотношение между поверхностным трением и временем является значительно более сложным, чем в песке, и пока не может быть определено. Поверхностное трение обычно возрастает в течение первого месяца после забивки свай, однако это увеличение сильно колеблется в зависимости от характера грунта.

Кривая на рис. 189 показывает увеличение несущей способности свай трения со временем. Свая была забита в мягкую коричневую глину с пылеватыми прослойками. Предел текучести глины находился между 37 и 45%, предел пластичности между 20 и 22% и естественная влажность была значительно ниже предела текучести. В процессе работ по забивке свай грунт сделался почти жидким, и поверхностное трение имело очень низкое значение. Хотя сваи погружались на 30 см

от одного удара, они снова поднимались на 25 см, когда молот убирался, и понадобилось прибегнуть к специальному приспособлению, чтобы предотвратить подъем свай. Однако в течение месяца поверхностное трение увеличилось более чем в 3 раза по сравнению с первоначальным значением.

С другой стороны, несущая способность свай, забитых в некоторые пылеватые глины, уменьшается в течение первых нескольких дней после забивки. Такое уменьшение наблюдалось после того, как сваи длиной 24 м забивались через 12—15 м мягкого ила в подстилающий слой «плотной голубой глины» в Бальбоа, в зоне Панамского канала. Уменьшение сопротивления дальнейшей забивке происходило в течение одного дня. Аналогичное явление наблюдалось во время строительства порта в Чарльстоне, когда деревянные сваи забивались через 3 м пылеватого грунта в «жесткий голубой ил» [56.5].

Мягкая глина, расположенная на пути забиваемой сваи, вытесняется последней и сильно нарушается. После того как свая забита, перемятая глина окружает ее подобно оболочке толщиной в несколько сантиметров. Однако за пределами внешней границы этой оболочки нарушение структуры грунта является очень умеренным. Опыт указывает на то, что оболочка сильно нарушенной глины быстро консолидируется и становится еще более жесткой, чем ненарушенная глина, и что она склонна прилипать к свае, если свая выдерживается.

Забивка свай в водонасыщенный ил может временно перевести его в жидкое состояние на значительном протяжении. То немногое, что известно о последствиях такого разжижения, указывает на то, что объем ила практически не изменяется. Однако в течение нескольких дней или недель ил становится снова таким же плотным и устойчивым, каким он был первоначально. Следовательно, мало вероятно, что влияние забивки свай в мягкие глины или в ил является вредным. Ниже принимается, что физические свойства грунта не испытывают существенных остаточных изменений в результате забивки свай.

Несмотря на влияние нарушения структуры и на противоположное влияние времени, которые проявляются непосредственно после забивки сваи в мягкую глину или в мягкий пластичный ил, предельное значение поверхностного трения обычно равно около половины прочности глины на одноосное сжатие. В табл. 24 приведен ряд предельных значений поверхностного трения, которое развивается в основных типах связных грунтов. Необходимо указать, что эта таблица, так же как и более подробно разработанные, служит лишь для общего руководства при проведении предварительных прикидок. Надежные сведения невозможно получить без проведения испытаний пробной нагрузкой и выдерживания свай нормальных размеров в полевых условиях.

Работа свай-стоек. В противоположность сваям трения стойки считаются передающими нагрузку своими остриями на твердый слой. Однако значительная часть нагрузки воспринимается, по крайней мере временно, за счет поверхностного трения. Это было доказано испытаниями как в лаборатории, так и в полевых условиях [56.6]. Однако, если свая проходит через очень сжимаемый слой, например мягкого ила или глины, то давление, передаваемое этому грунту поверхностным трением, постепенно консолидирует его, вследствие чего свая стремится осесть. Осадка встречает сопротивление только со стороны грунта, на который опирается острое свай, и с течением времени давление на острое возрастает. Этот процесс продолжается, пока большая часть нагрузки на сваю не будет передаваться на острие свай. Если нагрузка на сваю в кусте превышает сопротивление острия, то осадка может быть очень большой. Однако эта опасность не вскрывается при испытании пробной нагрузкой одиночной свай, если даже это испытание проводится в течение нескольких недель. Следовательно, важнее знать сопротивление острия, чем общую несущую способность свай-стойки.

Т а б л и ц а 24

**Предельные значения поверхностного трения для свай
в связных грунтах**

(в т на 1 м² площади контакта)

Глина мягкая и ил	1—3
Ил песчаный	2—5
Глина жесткая	4—10

Соотношение между сопротивлением забивке и глубиной. Если построить график изменения с глубиной количества ударов молота, необходимых для погружения свай на одну и ту же величину, то получают «д и а г р а м м у с о п р о т и в л е н и я с в а и». Типичные диаграммы показаны на рис. 190. Форма кривой погружения показывает почти безошибочно, к какой из трех главных категорий принадлежит свая. На рис. 190, а приведены кривые, типичные для свай, забитых в рыхлый и плотный песок. В обоих типах песка сопротивление забивке возрастает с глубиной. С другой стороны, свая, представленная рис. 190, г, забивалась в мягкий слой глины, и сопротивление сделалось практически постоянным. Резкий перелом кривой на рис. 190, в свидетельствует о том, что острие свай перешло из мягкого ила в довольно плотный песок. Такого рода перелом типичен для свай-стоек. Установив соотношение между диаграммами сопротивления и грунтовыми профилями на данном строительстве, инженер сможет, как правило, иметь надежное представление о материале, в ко-

тором залегает каждая свая. В частности, он сможет определить, достигло ли острие сваи подходящего несущего слоя.

Применение динамических формул для определения предельной несущей способности. Когда свая-стойка встречает плотный слой, то сопротивление забивке резко увеличивается (рис. 190, в). В общем, чем больше это увеличение, тем большим будет, очевидно, сопротивление острия сваи. Это наблюдение привело к различным попыткам выразить соотношение между несущей способностью свай и сопротивлением забивке

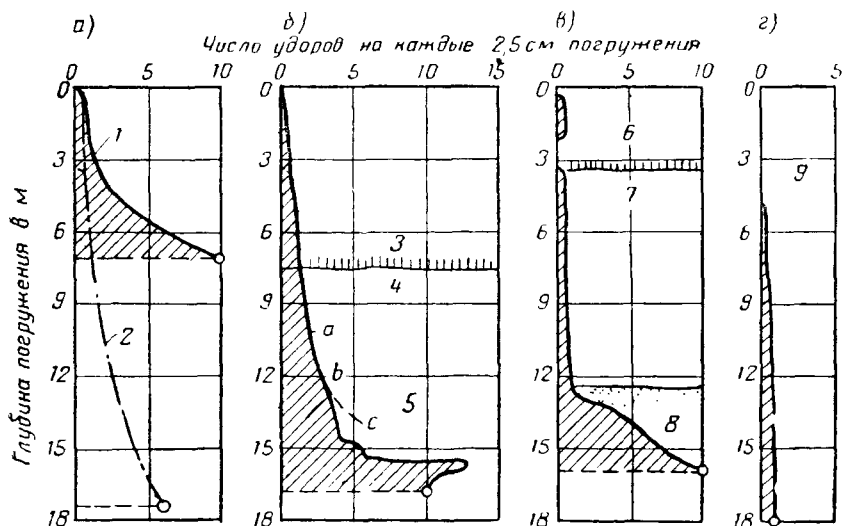


Рис. 190. Соотношение между количеством ударов на единицу глубины погружения и глубиной погружения деревянных свай, забиваемых в грунты с различными характеристиками

1 — свая в плотном песке; 2 — свая в рыхлом песке; 3 — насыпь; 4 — торф; 5 — глина и песок; 6 — насыпь; 7 — илистый грунт; 8 — песок; 9 — свая в мягкой глине

при последних нескольких ударах молота. В результате были получены так называемые динамические формулы. В США наибольшей популярностью пользуется формула, по которой предельная несущая способность свай должна составлять:

$$Q_{dy} = \frac{W_H H}{S + c}, \quad (56.2)$$

где Q_{dy} — предельная несущая способность свай в т;
 W_H — вес молота в т;

H — высота падения молота в см;

S — отказ от последнего удара в см;

c — эмпирическая постоянная, принятая равной 2,5 см для подвесных молотов и 0,25 см для паровых молотов.

В соответствии с рис. 190, z значение S , входящее в формулы, является для свай трения в глине практически не зависимым от глубины. Вследствие этого формула (56.2) приводит к заключению, что предельная несущая способность таких свай также не зависит от глубины. Однако опыт показал, что предельная несущая способность свай трения возрастает приблизительно прямо пропорционально длине свай. Этот факт решительно исключает применение формулы (56.2) или какой-либо другой формулы для свай трения в мягком иле или в глине. Действительно, в некоторых городах, включая Шанхай и Новый Орлеан, где преобладание мощных отложений мягкой глины требует широкого применения свай трения, ни одному опытному инженеру даже в голову не придет воспользоваться динамической формулой. В случае неотчетливых сооружений несущую способность определяют на основе эмпирических значений среднего поверхностного трения на единицу площади, а сопротивлением острия пренебрегают. В случае крупных сооружений производят испытание пробных свай.

Однако даже для свай-стоек и других свай, для которых сопротивление забивке возрастает с глубиной, соответствие между действительной предельной несущей способностью и вычисленной по формуле (56.2) едва ли можно считать удовлетворительным. Причины этого объяснены в § 30. При сопоставлении значительного количества фактических значений Q_d , выбранных наугад, с соответствующими значениями Q_{dv} , вычисленными по формуле (56.2), было найдено, что фактические значения составляли в среднем только 0,7 от вычисленных. Однако важную роль играет то обстоятельство, что отдельные значения фактической несущей способности составляли от 0,3 до 2,8 от вычисленных величин. Поэтому, если несущая способность свай определяется по формуле (56.2), то неопределенность результата требует избыточного коэффициента запаса. Формула (56.2) употребляется с теоретическим коэффициентом запаса, равным 6. Следовательно, действительный коэффициент запаса находится в соответствии с данными, приведенными выше, в пределах примерно между 2 и 17.

Практическое значение этого факта иллюстрируется следующим примером. Здание должно быть построено на свайных фундаментах, причем каждый из них должен нести нагрузку 160 т. Забиваются пробные сваи и измеряется отказ от последних ударов. Согласно формуле (56.2) предельная несущая способность Q_d составляет 60 т и допускаемая нагрузка составляет 10 т на сваю. Следовательно, проектировщик запроектирует каждый фундамент из 16 свай. Если расстояние между сваями составляет 90 см, то общая площадь будет равняться примерно $3,6 \times 3,6$ м². Однако, согласно ска-

занному выше, если бы проводилось испытание пробных свай, то это могло бы дать любое значение Q_d между $0,3 \times 60 = 18$ т и $2,8 \times 60 = 168$ т. Если бы оказалось, что фактическая несущая способность составляет 20 т, то проект является удовлетворительным. Но если она составляет в действительности 110 т, то на каждую сваю можно было бы передать нагрузку в 40 т и потребовались бы всего 4 сваи на каждый фундамент и его площадь можно было бы уменьшить до $1,8 \times 1,8$ м². Следовательно, было бы не только сэкономлено по 12 свай на каждом фундаменте, но и ростверки обошлись бы значительно дешевле. Таким образом, использование формулы (56.2) может повлечь за собой значительные нерациональные затраты времени и средств.

Формула (56.2) не содержит никаких членов, отражающих свойства свай, хотя можно быть уверенным в том, что некоторые из этих свойств оказывают большое влияние на эффект удара молота. Поскольку другие более тщательно разработанные формулы, как например, формулы Редтенбахера или Гилея, содержат коэффициенты, выражающие вес, размеры, модуль упругости свай и коэффициент восстановления, они создают впечатление большей надежности. Однако опыт показал, что они являются почти такими же неточными, как и более простая формула (56.2). Следовательно, в случае крупных сооружений имеющийся инженерный опыт требует определения предельной несущей способности с помощью испытаний пробных свай.

Испытание пробных свай. Выше было уже указано, что несущая способность всех свай, за исключением забитых до скалы, не достигает своего предельного значения, пока не пройдет некоторое время. Следовательно, результаты испытаний пробных свай не являются окончательными, если эти испытания не производятся после некоторого периода отдыха свай. Для свай в проницаемом грунте этот период составляет 2—3 дня, а для свай, частично или полностью погруженных в ил или глину, — примерно до 1 месяца.

Испытания пробных свай производят с помощью установленной на голове сваи платформы, которую нагружают песком или чугунными чушками. Осадку свай измеряют с помощью нивелира. Этот способ является несколько громоздким вследствие необходимости иметь дело с большими грузами и длительности самого испытания. Более подходящей является методика испытания с помощью анкерных свай. При таком испытании забиваются 3 сваи по одной линии на расстоянии 1,5 м друг от друга. Головы крайних свай соединяются прочной и жесткой балкой. Средняя свая является испытываемой. Ее нагружают с помощью домкрата, упирающегося в балку. Натяжение анкерных свай в некоторой степени уменьшает осадку пробной сваи, но этот недостаток с избытком компен-

сируется той легкостью, с которой процесс нагрузки может повторяться через каждые несколько дней. Кривая, показанная на рис. 189, была получена в результате такого испытания.

Чтобы проектировать фундаменты из свай-стоек, забиваемых через слой глины в песок, необходимо располагать данными относительно несущей способности той части сваи, которая расположена в песке. Ради краткости эта часть несущей способности называется сопротивлением острия, хотя она включает в себя и поверхностное трение по площади контакта между сваем и песком. Если нельзя быть абсолютно уверенным в том, что «допускаемая расчетная нагрузка» значительно меньше, чем сопротивление острия, последнее должно быть определено испытаниями пробных свай в полевых условиях. С этой целью две пробные сваи могут быть забиты на расстоянии примерно в 1,5 м друг от друга. Одну из них забивают до отказа в несущий слой. Другую забивают до тех пор, пока ее острие не будет находиться примерно на 1 м выше несущего слоя. Поскольку сопротивление острия сваи, залегающей в песке, очень быстро приближается к предельному значению, испытание можно производить через три дня после забивки пробных свай. Влияние времени на поверхностное трение может быть исключено путем нагружения обеих свай одновременно с одинаковой интенсивностью. Сопротивление острия равно разности предельных несущих способностей этих двух свай.

Определение «допускаемой расчетной нагрузки». Термин «допускаемая расчетная нагрузка» Q_a характеризует нагрузку, при которой коэффициент запаса против продавливания вниз отдельной сваи имеет значение, соответствующее обычным требованиям безопасности.

Если «допускаемая расчетная нагрузка» на сваю определяется с помощью формулы Велингтона

$$Q_a = \frac{W_H H}{6(S+c)} = \frac{1}{6} Q_{du}, \quad (30.4)$$

то теоретический коэффициент запаса равен 6. Причина принятия такого большого значения была уже объяснена. Такой же большой коэффициент запаса требуется для любой другой динамической формулы.

Если предельная несущая способность определяется с помощью испытания пробной сваи, то обычный коэффициент запаса находится в пределах между 2,5 и 3. Даже меньшее значение вполне достаточно. Основная неопределенность в методе испытаний пробных свай заключается в выборе значения предельной несущей способности, основывающегося на интерпретации кривой «нагрузка — осадка».

Общий характер кривых «нагрузка — осадка» определяется двумя экстремальными значениями, показанными на

рис. 191. Кривая на рис. 191, а является типичной для свай трения, залегающих в крупнозернистых грунтах, а также для свай-стоек, которые передают нагрузку на слои песка. Поскольку кривая осадки постепенно приближается к наклонной касательной по мере того, как нагрузка на сваю возрастает, не может быть выбрано никакое определенное значение предельной несущей способности. Допускаемая расчетная нагрузка на такие сваи не должна превышать половины нагрузки, которая требуется, чтобы обеспечить погружение на 5 см.

Кривые «нагрузка — осадка» для свай трения значительно отличаются друг от друга по своему характеру. Предельный случай показан на рис. 191, б. Пробная свая была забита на 11 м через мягкий ил и глину с прослойками торфа. Острие не достигло твердого слоя. При нагрузке меньше 22 т осадка сваи была незначительной, но, когда нагрузка стала равной этой величине, свая внезапно погрузилась на несколько десятков сантиметров и не остановилась до тех пор, пока грузовая платформа не коснулась поверхности земли. Кривая испытания на выдергивание, которая также приведена на этом рисунке, аналогична кривой «нагрузка — осадка». Допускаемую расчетную нагрузку для таких свай можно принимать равной предельной несущей способности Q_d , деленной на коэффициент запаса 2,5.

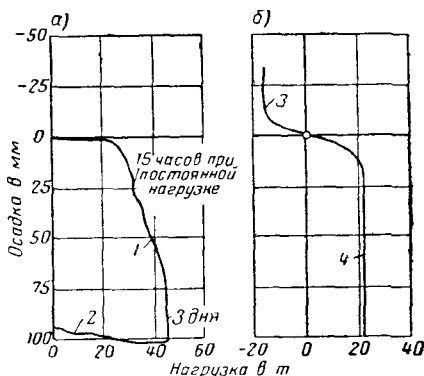


Рис. 191. Типичные кривые нагрузка—осадка

а — для свай-стойки; б — для свай трения;
1 — кривая нагрузки; 2 — кривая разгрузки;
3 — кривая выдергивания; 4 — кривая осадки под нагрузкой

Предельная несущая способность свайного куста

Как теория, так и практика показали, что кусты свай могут терпеть аварии как одно целое, продавливаясь сквозь грунт, прежде чем нагрузка на каждую отдельную сваю станет равной «допускаемой расчетной нагрузке». Подобная авария показана на рис. 192. Следовательно, вычисление допускаемой расчетной нагрузки должно дополняться расчетом предельной несущей способности всего куста. Пусть

D_f — глубина забивки свай;

r — радиус периметра куста свай;

s — среднее удельное сопротивление сдвигу грунта между поверхностью и глубиной D_f ;

Q_{dr} — предельная несущая способность основания цилиндрической опоры с радиусом r и глубиной D_f . Эта величина может быть определена с помощью формулы (29.8).

Если сваи и ограниченная ими масса грунта погружаются как одно целое подобно столбчатой опоре, то предельная несущая способность Q_c куста определяется приближенно уравнением

$$Q_c = Q_{dr} + 2\pi r D_f s. \quad (56.3)$$

Вычисления по этому уравнению показали, что разрушение основания едва ли может произойти, если только куст не состоит из большого числа свай трения, залегающих в иле или в мягкой глине, как это показано на рис. 192, или же из свай-стоек, которые передают нагрузку твердому, но тонкому слою, залегающему на мощном слое ила или мягкой глины. Куст свай может считаться устойчивым против такого разрушения, если суммарная расчетная нагрузка (число свай, умноженное на «допускаемую расчетную нагрузку» на сваю) не превышает $Q_c/3$. Если это условие не удовлетворяется, то проект фундамента должен быть переделан.

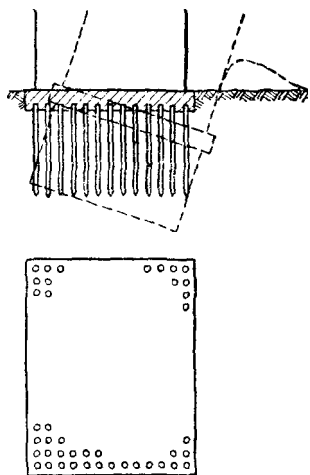


Рис. 192. Схема аварии, вызванной выпиранием основания из-под фундамента в виде группы свай и грунта между ними

Осадка фундаментов из свай трения в песке

Плотный песок является прекрасным грунтом, который не нуждается ни в каких сваях. Если все-таки по какой-либо причине необходимо прибегнуть к сваям, например, чтобы передать вес мостовой опоры на грунт ниже уровня самого глубокого размыва, то обычно бывает необходимо применить для погружения свай подмыв. Поэтому ниже мы будем рассматривать только сваи, забитые в рыхлый песок. Кроме того, мы примем, что песок, в который забивают сваи, не подстилается материалом, более сжимаемым, чем песок.

Если все прочие условия являются одинаковыми, то поверхностное трение свай возрастает с увеличением относительной плотности песка. Во время забивки сваи плотность окружающего песка увеличивается. Эксперименты, проведен-

ные в натуре, показали, что уплотнение, обусловленное забивкой одной сваи, оказывает влияние на несущую способность любой другой сваи, расположенной в пределах расстояния, равного, по крайней мере, пятикратному диаметру сваи [56.7]. Вследствие этого, если в кусте нагружается только одна из свай, то ее осадка под данной нагрузкой будет тем меньшей, чем больше число свай в кусте. Тем не менее, если нагружаются все сваи, то осадка всего куста при данной нагрузке на сваю возрастает вместе с числом свай.

Предельная несущая способность свай в песке возрастает примерно пропорционально квадрату глубины забивки, в то время как стоимость свай увеличивается с глубиной с значительно меньшей быстротой. Поэтому экономично забивать сваи в песок до такой глубины, при которой дальнейшее погружение становится уже трудным и медленным. Число ударов на единицу глубины погружения, при котором забивка должна прекратиться, определяется независимо от прочих соображений условием, согласно которому в процессе забивки свая не должна повреждаться.

Наиболее подходящим расстоянием D между центрами свай с диаметром головы d является, по-видимому, $3d$. В кустах каждая свая должна забиваться до тех пор, пока число ударов на единицу глубины погружения не будет равным числу ударов, при котором была прекращена забивка пробной сваи. Последовательность забивки свай должна идти в стороны от центра куста, иначе внутренние сваи не представится возможным забить до такой же глубины, как остальные сваи.

После того как сваи погружены, каждый куст образует ядро колонны уплотненного песка, залегающего в рыхлом песке. Если нагрузка на сваю такого фундамента не превышает «допускаемой расчетной нагрузки», то осадка не будет превосходить осадки аналогичного сооружения, поддерживаемого фундаментами на плотном песке. Однако, если слой песка, в котором находятся сваи, чередуется с карманами либо прослойками ила или глины, то осадка может быть почти такой же большой, как и осадка всякого свайного фундамента, так как давление, передаваемое через поверхность свай на эти слои, заставляет их консолидироваться.

Осадка фундаментов из свай-стоек

Введение. Фундаменты из свай-стоек могут быть подразделены на пять основных категорий в зависимости от характера несущего пласта. Ниже отдельно рассматриваются следующие случаи:

- 1) острия свай опираются на крепкую скалу;
- 2) острия забиты в выветрившуюся скалу;

3) острия залегают в плотном песке, подстилаемом столь же плотными грунтами;

4) острия находятся в жесткой глине, подстилаемой еще менее сжимаемыми грунтами;

5) острия залегают в слое плотного песка или жесткой глины, расположенном над слоем мягкой глины.

Острия опираются на крепкую скалу. В идеальных условиях сваи, забитые до крепкой скалы, работают аналогично опорам, и осадка не превышает упругого сжатия свай. Однако если острия деревянных свай не защищены надлежащим образом, то они, очевидно, размочаливаются при забивке, и тогда благоприятный результат опирания на жесткое основание утрачивается. Если острия опираются на гладкую наклонную поверхность скалы, то они могут смещаться вниз по склону, причем на поверхности не будет заметно никаких признаков их возрастающего изгиба. Когда на сваи будет действовать вес здания, то изгиб увеличится еще больше, и фундамент может разрушиться. При таких условиях даже железобетонные сваи могут сломаться, а деревянные сваи вообще не должны использоваться.

Острия забиты в выветрившуюся скалу. Выветрившиеся горные породы, в особенности метаморфического происхождения, могут быть такими же сжимаемыми, как и средняя глина. Однако они обычно содержат обломки относительно неповрежденной породы, которые мешают забивке свай через сжимаемые зоны. При таких условиях надежные сведения о возможной осадке могут быть получены только путем отбора ненарушенных кернов выветрившегося материала и расчета осадки по результатам испытаний на компрессию. Если осадка может предположительно превысить допустимое значение, то следует применить какой-либо способ, позволяющий пройти через зону выветрившейся скалы.

Острия забиты через сжимаемые слои в песок. Выше при рассмотрении предельной несущей способности одиночной сваи этого типа было показано, что осадка свай зависит прежде всего от соотношения между сопротивлением острия и нагрузкой на сваю. Это же общее утверждение можно повторить и в отношении осадки всего фундамента. Если нагрузка на сваю равна или меньше сопротивления острия, то осадка, по-видимому, будет пренебрежимо малой. С другой стороны, если нагрузка больше, то осадка может быть большой и опасной. Но, во всяком случае, средняя осадка фундамента будет во много раз больше, чем осадка отдельной сваи, на которую действует «допускаемая расчетная нагрузка». Это положение иллюстрируется следующим примером.

Жилой дом в Вене (Австрия) был построен на ленточных фундаментах шириной 1 м в виде набивных бетонных свай, проходивших через рыхлый слой толщиной примерно 6 м до довольно плотного гравия. Каждая свая несла нагрузку в 24 т. На рис. 193, б кривая S_0 изображает результат испытания пробной нагрузкой одиночной сваи, а S — кривую

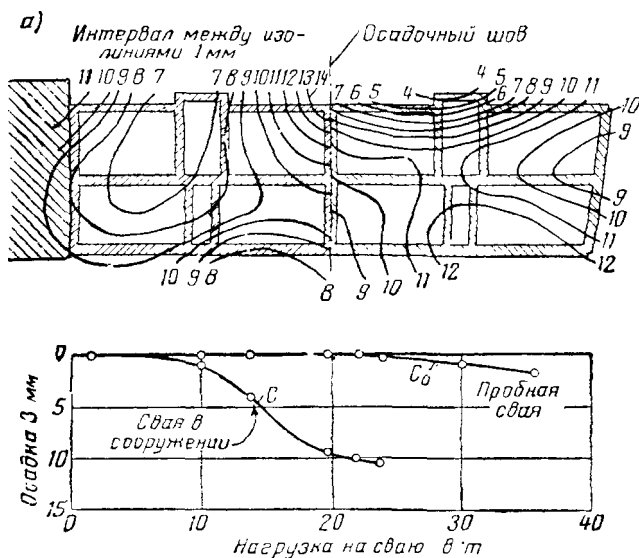


Рис. 193

а — изолинии осадок после окончания строительства кирпичных зданий на ленточных ростверках и конических сваях, забитых до плотного слоя гравия; б — соотношение нагрузка—осадка для одиночной пробной сваи и для сваи под сооружением при такой же нагрузке

осадки той же самой сваи в сооружении. Когда нагрузка, обусловленная весом здания, достигла предельного значения 24 т, осадка сваи была значительно большей, чем осадка той же сваи в процессе испытания пробной нагрузкой. Кривые равных осадок всего фундамента через 11 недель после того, как здание было закончено, показаны на рис. 193, а. Полное отсутствие симметрии свидетельствует о том, что осадки определялись верхней частью плотного слоя и что они отражали прежде всего местные колебания сжимаемости этого слоя. Если бы стены были идеально гибкими, то кривые равных осадок проходили бы без всякого перелома через осадочный шов посередине длины здания. Разрывы свидетельствуют о том, что стены действовали как полужесткие балки, которые перекрывали самые слабые

места в несущем слое. Однако с практической точки зрения осадка была несущественной, так как максимальная разность осадок не превышала 12 мм. Успех в данном случае был обусловлен тем фактом, что нагрузка на сваю была меньшей, чем сопротивление острия.

В только что приведенном примере сопротивление острия было большим, потому что мягкими верхними слоями поглощалось только небольшое количество энергии во время забивки свай. С другой стороны, если некоторые из верхних слоев являются очень плотными, то наибольшая часть энергии забивки расходуется на преодоление бокового трения в этих слоях, и сопротивление дальнейшему погружению делается очень большим, тогда как сопротивление острия все еще продолжает оставаться очень низким. Надежные данные относительно сопротивления острия таких свай могут быть получены только в результате проведения испытаний пробной нагрузкой двух свай различной длины, как это описано на стр. 528. Более доступным, но менее надежным является метод определения сопротивления острия на основе наблюдений за ходом забивки свай. В соответствии с этой методикой пользуются динамической формулой, чтобы вычислить предельную несущую способность сваи по отказу от последнего удара и по отказу от удара, сделанного непосредственно перед тем, как острие входило в несущий слой. Сопротивление острия равно разности двух значений, рассчитанных таким образом. Однако ошибка, связанная с этой методикой, может быть очень большой, потому что оба вычисленных значения отличаются той неопределенностью, которая вообще получается при применении динамической формулы.

Если исследования показывают, что сопротивление острия является недостаточным, то оно может быть увеличено применением бурозабивных свай. Этот термин означает предварительную проходку скважины вплоть до поверхности удовлетворительного несущего слоя. После того как скважина сделана, в нее вставляется и забивается свая. Таким образом энергия, которая затрачивается на забивку острия в несущий слой, возрастает, и соответственно сопротивление острия тоже увеличивается.

Если нагрузка на сваю не превышает $\frac{2}{3}$ сопротивления острия, то осадка фундамента не будет иметь существенного значения, независимо от расстояния между сваями. Расстояние в $3d$ удовлетворяет всем практическим требованиям. Центральные сваи куста следует забивать первыми для того, чтобы убедиться, что их острия войдут на достаточную глубину в несущий слой.

В некоторых местах скала покрыта сложным напластованием, состоящим из беспорядочно расположенных карма-

нов песка или песка и гравия, чередующихся с карманами более сжимаемого материала, вроде глины или глины с обломками горной породы. Это сложное напластование покрыто мягкими отложениями. Обычное разведочное бурение может не вскрыть его действительного строения. Однако при забивке пробной сваи колебания в характере грунта выявляются. Например, на рис. 190, б приведена диаграмма забивки сваи через насыпной грунт и торф в песчаный слой, содержащий прослойки и карманы глины. Кривая состоит из наклонных участков, как например *ab*, за которыми следуют вертикальные участки. Эти резкие переходы свидетельствуют, по-видимому, о переходе острия сваи из твердого грунта в мягкий ил или глину; если бы грунт ниже уровня точки *b* был аналогичен грунту выше этой точки, то кривая продолжалась бы так, как это показано пунктиром *bc*. Поскольку диаграмма забивки имеет несколько таких перегибов, то острие сваи, очевидно, прошло через несколько твердых слоев, чередующихся с мягкими слоями. Однако аналогичные внезапные переходы могут быть вызваны также проникновением острия сваи из плотного слоя песка в рыхлый. Эта возможность иллюстрируется рис. 120. Во всяком случае отдельные сваи куста, забитого в грунт с эрратическим профилем, очевидно, встретят отказ на самых различных глубинах. Например, одна из двух соседних свай, забитых на расстоянии 75 см друг от друга в грунт, показанный на рис. 120, получила отказ на глубине 18 м, в то время как другая проникла до глубины 25,5 м. Если грунт, расположенный между остриями свай с очень различной глубиной забивки, состоит только из рыхлого песка, то поведение куста сваи под нагрузкой может быть вполне удовлетворительным. Однако, если грунт содержит карманы из мягкой глины или ила, то осадка опор, поддерживаемых сваями, может оказаться чрезмерной. Следовательно, если соседние сваи получают расчетный отказ на сильно различающихся глубинах, то следует провести рядом бурение, чтобы вскрыть причину этого различия. Если бурение покажет, что грунт содержит карманы очень сжимаемого материала ниже концов самых коротких свай, то необходимо продлить забивку всех этих свай до отметок, расположенных ниже зоны, содержащей карманы. Если этого нельзя сделать с помощью подмыва, то может потребоваться буро-забивное погружение. Все те сваи, которые получают отказ выше уровня самых низких мягких карманов, должны вытаскиваться и заменяться сваями надлежащей длины, либо если они оставляются, то должны забиваться дополнительные более длинные сваи. На поймах и вдоль морского побережья устройству свайных фундаментов часто предшествует отсыпка насыпи над местом будущего сооружения. Если грунт состоит из рыхлого песка

или других весьма проницаемых и относительно несжимаемых грунтов, то влиянием насыпи на сваи можно пренебрегать. С другой стороны, если грунт содержит прослойки мягкого ила или глины, то наличие насыпи значительно увеличивает нагрузку на сваи и вследствие этого вызывает также увеличение осадок. Этот факт впервые установили в Голландии, где многие здания, расположенные в прибрежных районах, опираются на сваи-стойки, забитые примерно на 18 м через очень мягкие грунты в слой песка. Там, где территория незадолго перед забивкой свай покрывалась толстым насыпным слоем, было обнаружено, что здания, поддерживаемые сваями, чрезмерно осели. Причина этих осадок очевидна.

До забивки свай сжимаемые слои постепенно консолидируются под весом вновь отсыпаемого грунта, и насыпь садится. Как только забиваются сваи, материал насыпи, расположенный в верхней части кустов свай, не может больше свободно оседать, потому что движению вниз оказывает сопротивление поверхностное трение между насыпью и сваями. Незаметное движение вниз насыпи по отношению к сваям является достаточным, чтобы перенести на сваи вес всего насыпного грунта, расположенного в пределах куста. Если A — площадь горизонтального сечения, ограниченного периметром куста, n — число свай, H — толщина насыпи и γ — объемный вес насыпного грунта, то нагрузка Q' , которая действует на каждую сваю от веса насыпи в пределах куста, будет

$$Q' = \frac{A}{n} \gamma H. \quad (56.4)$$

В промежутках между кустами вес насыпи вызывает постепенную осадку. Если кусты состоят из свай-стоек, то эти сваи не участвуют в движении вниз, и вследствие этого грунт, который окружает кусты, перемещается вниз относительно последних. Он стремится увлечь каждый куст вместе с собой.

Этот эффект усиливается по мере того, как прогрессирует консолидация глины, окружающей кусты. Минимальное значение направленной вниз силы зависит от величины, на которую оседает поверхность глины. Оно равно почти нулю для очень маленьких осадок и возрастает с их увеличением. Оно не может сделаться большим, чем произведение толщины H слоя глины на периметр L куста свай и на среднее сопротивление сдвигу s глины. Если n — количество свай в кусте, то максимальное значение направленного книзу усилия будет

$$Q'_{\max} = \frac{LHs}{n}. \quad (56.5)$$

Действительное значение Q'' располагается в пределах между нулем и $Q''_{\max}$. При современном уровне наших знаний оно может быть определено только умозрительно.

Силы, которые создают нагрузки Q' и Q'' , называют отрицательным поверхностным трением. С увеличивающимся расстоянием между сваями увеличиваются как Q' , так и Q'' . Следовательно, чтобы уменьшить влияние отрицательного поверхностного трения, расстояние между сваями должно быть уменьшено до $2,5 d$, что представляет собой минимум, допустимый практически.

Если Q является нагрузкой от здания на сваю куста, забитого через свежую насыпь и мягкую глину в слой песка, то нижние концы свай воспримут в конечном итоге нагрузку

$$Q_t = Q + Q' + Q''. \quad (56.6)$$

Если эта нагрузка больше, чем сопротивление острия свай, то осадка фундамента будет чрезмерной независимо от того, какую предельную несущую способность может выявить испытание пробной свай. Следовательно, при проектировании фундамента из свай-стоек на месте недавно отсыпанной насыпи должны быть определены как сопротивление острия, так и значение Q_t (уравнение (56.6)).

Острия, забитые через сжимаемые слои в жесткую глину. В этом случае наибольшая часть нагрузки на сваи воспринимается остриями. Это вызывает значительную концентрацию напряжений в глине поблизости от острия каждой сваи. Результаты испытаний пробной нагрузкой одиночной сваи могут быть совершенно успокаивающими, потому что, во-первых, основная часть нагрузки во время испытания поддерживается поверхностным трением, и, во-вторых, консолидация глины поблизости от острия свай развивается очень медленно. Однако с течением времени осадка, обусловленная этой консолидацией, может стать очень большой. Чтобы получить надежные сведения относительно этой возможности, рекомендуется забить стальную трубчатую сваю с коническим свободно прикрепленным башмаком через мягкие слои в жесткую глину. Испытание пробной нагрузкой производится с помощью введенной в трубу стойки, которая передает нагрузку непосредственно на острие. Диаметр трубы должен быть приблизительно равен нижнему диаметру ствола проектируемых свай. Острие предпочтительно делать из пронизаемого материала, как например, из искусственного пористого камня. Нагрузка должна оставаться на острие по крайней мере в течение месяца. Осадка должна измеряться 1 раз в день в течение первой недели, а затем 2 раза в неделю. Форма кривой «время — осадка», которая получается в результате нанесения на график данных

наблюдений, позволяет, хотя бы приближенно, определить предельную осадку свай.

Расстояние между сваями должно быть не меньше $3d$, чтобы уменьшить, насколько это возможно, нарушение глины, образующей несущий слой. Следует рекомендовать расстояние в $3,5 d$. Разница между предельной осадкой одиночной пробной сваи и всего фундамента, по-видимому, не будет существенной.

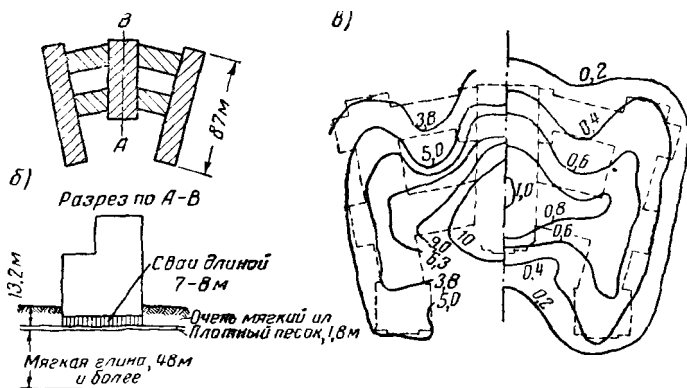
Если площадь, которая должна быть занята фундаментом, недавно покрыта насыпью, то фундамент должен быть рассчитан на нагрузку Q_i на сваю [уравнение (56.6)] из-за отрицательного поверхностного трения.

Острия расположены в прочном слое, подстилаемом мягкой глиной. Если толстый несущий пласт плотного песка расположен над слоем мягкой глины, то осадка свайного фундамента будет суммой двух независимых друг от друга членов. Первый равен осадке, которая произошла, бы, если бы слой песка не подстилался сжимаемым материалом. Факторы, определяющие эту часть осадки, рассмотрены выше. Второй член обуславливается постепенной консолидацией сжимаемого слоя, расположенного под пластом, в котором остановились острия свай. В то время как первым членом можно пренебрегать, если фундамент запроектирован надлежащим образом, второе слагаемое может быть очень большим и опасным. Эта возможность часто не учитывалась даже в последние годы.

В одном случае около 5000 деревянных свай длиной 24 м были забиты до плотного песка через насыпной грунт и 15—19,5 м рыхлого мелкого песка, содержащего тонкие прослойки ила и мягкой глины. Сваи были расположены кустами и связаны ростверками. Нагрузка на сваю равнялась примерно 16 т, что составляет меньше четверти предельной несущей способности, определенной испытаниями пробных свай. Предполагалось, что осадка будет практически отсутствовать. Однако в действительности фундаменты осели более чем на 60 см. Причиной осадки был слой глины толщиной 9 м, расположенный на 7,5 м ниже концов самых длинных свай. Влажность глины была близкой к пределу текучести.

Осадка свайного фундамента, обусловленная консолидацией мягкого слоя под несущим пластом, может быть рассчитана по методу, описанному в § 13 и 36, при допущении, что сооружение является идеально гибким и что нагрузка действует непосредственно на поверхность несущего пласта. Полная нагрузка, которая вызывает консолидацию, равна разнице между полным эффективным весом здания и эффективным весом вынутого грунта (§ 55). Надежность этого метода иллюстрируется рис. 194, на котором приведен упро-

шенный план и вертикальный разрез здания со стальным каркасом и облицовкой из тесаного камня. Сооружение опирается примерно на 10 000 деревянных свай длиной около 8 м, забитых таким образом, что их концы входят в верхнюю часть слоя плотного песка. Нагрузка на сваю составляет 15 т. Поскольку средняя осадка пробных свай составляла всего 6 мм под нагрузкой в 30 т, то проектировщик не ожидал, что максимальная осадка всего фундамента может превысить это значение. Однако действительная максимальная осадка превысила 30 см в течение двух лет с момента



комендованным для расчета осадок фундаментных плит, расположенных на пластах мягкой глины (§ 55). Если из расчета следует, что осадка может превысить допускаемое значение, то должны быть рассмотрены другие виды фундаментов.

Если же осадка будет допускаемой, то расстояние между сваями может быть определено с помощью тех же правил, которыми пользуются при фундаментах из свай-стоек, залегающих в песке.

Повторная добивка свай-стоек. При забивке свай через ил или глину ранее забитые соседние сваи могут подняться на высоту в несколько сантиметров, и их острия отрываются от поддерживающего грунта. Последующее приложение нагрузки на эти сваи вызывает осадку, равную предыдущему поднятию. Следовательно, если грунтовые условия способствуют поднятию, то необходимо установить марки на головах свай и наблюдать за ними время от времени с помощью нивелира. Если наблюдается поднятие, то сваи должны быть добиты перед сооружением ростверка.

Осадка висячих свайных фундаментов

В некоторые типы мягкого грунта сваи любого типа забиваются до большой глубины без заметного возрастания сопротивления забивке. Диаграмма забивки для таких свай похожа на диаграмму, показанную на рис. 190, г. В подобных случаях устраивают висячие свайные фундаменты, для которых минимальная длина свай определяется не сопротивлением дальнейшей забивке, а требованием, чтобы коэффициент основания куста против разрушения был равен минимум 2 или 3. Предельная несущая способность Q_c каждого куста может быть определена с помощью формулы (56.3). Значение s в этом уравнении может быть лучше всего определено с помощью постепенной нагрузки вплоть до разрушения нескольких пробных свай различной длины. Однако, прежде чем можно будет сделать расчет, необходимо решить вопрос о расстояниях между сваями.

Согласно формуле (56.3), предельная несущая способность куста из свай трения возрастает с увеличением расстояния между ними. Кроме того, при данной нагрузке на сваю осадка куста, состоящего из данного числа свай, уменьшается по мере того, как расстояние увеличивается. Поэтому, казалось бы, чем больше расстояние между сваями, тем выгоднее. Однако эмпирические данные, касающиеся влияния расстояния на осадку, пока очень скудны. В 1915 г. два куста из свай трения в мягкой илистой глине были нагружены по 240 т на каждый куст [56.9]. Каждый куст состоял из 16 свай длиной по 23 м. В одном кусте сваи были распо-

ложены на расстоянии 75 см друг от друга, а в другом на расстоянии 105 см. Через 40 дней обе группы дали осадку в 11,2 см, но через 270 дней осадка куста с более близким расстоянием составляла 27,5 см, а осадка второго куста — только 20 см. Так как за такого рода выигрыш приходится расплачиваться устройством ростверков значительно больших

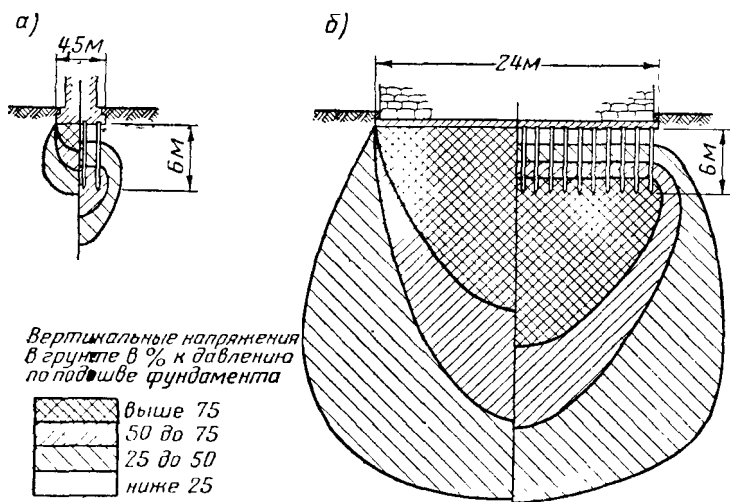


Рис. 195. Вертикальное давление в грунте под фундаментами на сваях одинаковой длины и при одинаковой нагрузке на каждую

а — при небольшой ширине фундамента по сравнению с длиной свай; б — при ширине фундамента, большой по сравнению с длиной свай

размеров, сомнительно, чтобы расстояние, превышающее $3,5 d$, являлось экономичным.

Если число свай в кусте увеличивается, то при данном расстоянии и при данной нагрузке на сваю как интенсивность максимальных напряжений в грунте, так и глубина сильно напряженной зоны увеличиваются. Это видно из сравнения правых сторон эпюр на рис. 195, а и б. Вследствие этого осадка свайного фундамента, который покрывает большую площадь, является большей, чем осадка фундамента меньших размеров при одинаковой нагрузке на сваи одинаковой длины, забитых на одинаковом расстоянии друг от друга. Аналогично этому осадка фундамента, покрывающего данную площадь и несущего данную общую нагрузку, уменьшается с увеличением длины свай, несмотря на тот факт, что для восприятия нагрузки требуется меньшее число свай. Это заключение подтверждается опытом любого города, где грунтовые условия требуют свайных фундаментов [56.10].

С левой стороны рис. 195, а и б показаны интенсивность и распределение напряжений в грунте, вычисленные при допущении, что сваи отсутствуют. Предельная осадка свайных фундаментов, показанных с правой стороны, может быть приближенно определена с помощью следующего упрощающего допущения. Выше уровня нижней трети длины свай влажность глины остается неизменной, а ниже этого уровня происходит консолидация последней так, как если бы здание опиралось на этой отметке на гибкую плиту. Наличием свай пренебрегают. В соответствии с этим допущением преимущество, получаемое от применения свай, эквивалентно замене грунта практически несжимаемым материалом, который простирается от подошвы ростверка до глубины, равной $\frac{2}{3}$ длины свай. Если эта глубина в несколько раз больше, чем ширина ростверка, а фундаменты далеко отстоят друг от друга, то осадка свайного фундамента будет незначительной, каким бы плохим ни был грунт. С другой стороны, если эта глубина значительно меньше, чем ширина нагруженной площади, а нагруженная площадь имеет значительные размеры, то предельная осадка может быть чрезмерной даже при умеренной нагрузке. Это заключение нашло бесспорное подтверждение на опыте. Как опыт, так и теория показали также, что сплошные ростверки под всем сооружением, поддерживаемые равномерно нагруженными и равномерно распределенными сваями трения, всегда стремятся аналогично сплошным фундаментным плитам принять форму мелкой чаши.

Если сооружение имеет подвальный этаж, то нагрузка, вызывающая консолидацию, равна разнице между эффективным весом здания и эффективным весом грунта, который был вынут, чтобы образовать подвал (§ 55).

Уравнения эффективности

Выше было показано, что осадка свайного фундамента вообще не имеет никакого отношения к осадке одиночной сваи под нагрузкой, равной нагрузке на каждую сваю в кусте. Возрастающее понимание этого факта привело к различным попыткам выразить влияние числа свай и их расстояния друг от друга на осадку фундамента с помощью так называемых уравнений эффективности [56.4, 56.11, 56.12]. Однако чрезвычайное разнообразие грунтов, встречающихся в практике применения свай, исключает возможность установления небольшого числа достаточно точных уравнений эффективности, имеющих общее значение. Влияние числа свай и расстояний между ними на соотношение между осадкой одной сваи под заданной нагрузкой и осадкой куста свай под той же нагрузкой на каждую сваю зависит в значительной сте-

пени от последовательности залегания и свойств пластов грунта. Кроме того, при данной длине свай и расстоянии между ними это соотношение сильно зависит от величины нагрузки на сваю. Тем не менее ни в одной из существующих теорий эффективности этим решающим фактам не уделяется должного внимания. Вследствие большого числа и разнообразия факторов, от которых зависит правильное решение, представляется, мягко говоря, крайне сомнительным, являются ли вообще уравнения эффективности шагом вперед.

Как при настоящем уровне наших знаний, так и много еще лет в будущем, следует предпочитать рассмотрение каждого случая в отдельности и определять возможную осадку запроектированного свайного фундамента, исходя из физических свойств грунтов, на которые передается нагрузка с помощью свай. Примеры использования этой методики были уже приведены выше. Если возможная осадка превышает допускаемый максимум, то проект должен быть переработан. Максимальная допускаемая осадка свайных фундаментов определяется теми же факторами, что и допускаемая осадка отдельных и сплошных фундаментов (§ 54 и 55).

Если распределение нагрузки по основанию сооружения является очень неравномерным, то дополнительные напряжения в конструкциях, обусловленные неодинаковой осадкой, могут быть заметно снижены в результате разделения сооружения на блоки с помощью сплошных вертикальных швов.

Выбор типа свай

При проектировании свайного фундамента можно выбирать между несколькими различными типами свай, каждый из которых отвечает требованиям надежности. Окончательный выбор предопределяется экономическими соображениями и условиями производства работ.

До конца прошлого столетия применялись почти исключительно непрочитанные деревянные сваи. Этот тип свай относительно дешев, но он имеет два существенных недостатка. Во-первых, деревянная свая должна срезаться ниже самого низкого уровня грунтовой воды. Если в дальнейшем этот уровень понижается в результате постоянного изменения гидрогеологических условий, то верхние части свай загнивают в течение относительно короткого времени. Во-вторых, деревянная свая может сломаться, если ее забивать слишком интенсивно, хотя производитель работ, возможно, не заметит ничего необычного [56.8]. Риск загнивания может быть уменьшен в результате пропитки свай антисептическими средствами, но риск поломки может быть уменьшен только путем прекращения забивки свай, хотя несущая способность может быть все еще относительно низкой. Поскольку

железобетонные или стальные сваи могут забиваться интенсивнее, чем деревянные, без риска повреждения, допускаемая проектная нагрузка на такие сваи значительно выше, чем нагрузка на деревянные сваи. Признание этого факта на практике иллюстрируется величинами нагрузок, которые обычно рекомендуются на сваи различных типов. Эти значения приведены в табл. 25.

Таблица 25

Обычные расчетные нагрузки на сваи

Тип свай	Допускаемая нагрузка в т
Деревянные	15—25
Составные	20—30
Набивные бетонные	30—40
Железобетонные	30—45
Стальные двутавровые . .	30—45

Хотя «допускаемые расчетные нагрузки» на сваи различных типов также различны, однако расстояние между сваями всех типов практически одно и то же. Поэтому ростверки, которые требуются, чтобы передать заданную нагрузку на деревянные сваи, являются значительно большими и более дорогими, чем ростверки с такой же несущей способностью, которые поддерживаются бетонными или стальными сваями. Кроме того, подошвы ростверков на бетонных или стальных сваях могут быть заложены на любом удобном уровне, в то время как подошвы ростверков на деревянных сваях должны быть расположены ниже самого низкого горизонта воды. Эти преимущества во многих случаях компенсируют то, что стоимость бетонной или стальной сваи в несколько раз выше стоимости деревянной сваи.

До начала XX столетия все бетонные сваи армировались и забивались в грунт. В течение последующего десятилетия получили широкое распространение набивные бетонные сваи, и их изготовление развилось в особую высоко специализированную отрасль строительной промышленности. Еще позже стали применять в качестве свай конструкционную сталь. Типы свай, которые могут быть выбраны проектировщиком, различаются по методу погружения, по форме, по характеру их поверхности и по некоторым другим признакам. Почти любой тип свай имеет особенности, которые делают его более подходящим при определенных грунтовых условиях и менее подходящим или даже неприменимым при других условиях. Например, если предполагается, что сваи будут нести нагрузку за счет поверхностного трения, то следует отдавать предпочтение коническим типам перед призматическими, а

сваи с уширением внизу неприемлемы вообще. С другой стороны, если предполагается, что они будут работать как стойки, то конические сваи не представляют никаких преимуществ, а сваи с уширенными концами могут оказаться в этом случае самыми лучшими, если только другие типы не будут более экономичными. Чтобы удовлетворить широкому разнообразию грунтовых условий, которые встречаются на практике, каждое крупное предприятие, занимающееся изготовлением свай, должно иметь возможность предложить несколько различных типов свай.

На выбор типа сваи могут также влиять особенности производства работ. Для забивки железобетонных свай требуются тяжелые молоты с достаточно высокими копрами для забивки самых длинных свай. Они требуют также большой площадки для их изготовления и хранения. Без удовлетворения этим требованиям такие сваи применять нельзя. Если вибрации, вызванные забивкой свай, не могут быть допущены по тем или иным соображениям, то необходимо прибегнуть к погружению свай путем подмыва или с помощью бурения.

Эти и аналогичные факторы должны учитываться при проектировании. Надлежащий выбор типа сваи требует всестороннего обдумывания, наличия опыта ведения свайных работ и глубокого понимания принципов, рассмотренных в настоящем параграфе.

Обобщение принципов проектирования и строительства свайных фундаментов

Проектирование свайных фундаментов прежде всего требует выбора типа, длины и расстояния между сваями, а также «допускаемой расчетной нагрузки» на сваю.

Выбор типа сваи определяется в основном экономическими и практическими соображениями. При сравнении различных типов свай-стоек следует исходить из сопротивления острия, но не из полной предельной несущей способности.

Длина свай-стоек определяется положением несущего пласта. Свай трения должны применяться в любом типе грунта, насколько это возможно в экономическом отношении. В результате увеличения длины свай трения количество их, которое требуется для несения заданной нагрузки, сокращается, предельная несущая способность всего свайного фундамента увеличивается, а осадка уменьшается.

Расстояние D между центрами деревянных свай с диаметром d должно приблизительно отвечать следующим правилам: для свай-стоек, забитых до скалы или через мягкие пласты глины в песок вскоре после того, как поверхность земли была покрыта насыпным слоем, $D=2,5 d$. Для свай-стоек, забитых

через менее сжимаемые пласты в плотный песок и для свай трения в рыхлом песке $D=3 d$. Для свай-стоек, забитых концами в жесткую глину, и для свай трения в мягкой глине— $D=3 \div 3,5 d$.

«Допускаемая расчетная нагрузка» может быть определена либо с помощью динамической формулы, либо путем испытания пробных свай. Метод испытания пробных свай является более точным. Однако свайный фундамент не обязательно получается удовлетворительным, если даже нагрузка на сваю будет меньшей, чем «допускаемая расчетная нагрузка». Он может чрезмерно осесть или, если мы имеем дело с висячим фундаментом, может полностью потерять устойчивость. Чтобы избежать этого, необходимо проанализировать работу свайного куста в целом.

Попытки оценить работу куста с помощью уравнений эффективности приводят к безусловным ошибкам. Все существующие уравнения претендуют на широкую область применения, в то время как разнообразие природных грунтовых условий приводит к тому, что любое такое уравнение может быть использовано лишь в крайне ограниченных пределах. Поэтому уравнения эффективности не должны применяться. Общие указания для оценки поведения свайного куста в зависимости от особенностей грунтового профиля были приведены выше.

Свай-стойки, забитые сквозь очень сжимаемые пласты в песок, могут чрезмерно осесть, если нагрузка на сваю не будет значительно меньшей, чем сопротивление острия. Если значительная часть энергии ударов молота поглощается поверхностным трением в самых верхних пластах, то сопротивление острия может быть меньшим, чем «допускаемая расчетная нагрузка». В спорных случаях следует определять сопротивление острия. Если отдельные сваи-стойки в кустах дают отказ на очень различных глубинах, то следует произвести поблизости от куста бурение, чтобы определить причину отклонений. Если в результате бурения обнаруживается, что грунт, расположенный между концами самых коротких и самых длинных свай, содержит карманы или прослойки мягкой глины или ила, то лишь те сваи могут рассматриваться как удовлетворительные, которые забиты ниже уровня самых низких карманов. Остальные сваи не должны приниматься в расчет и их следует заменять запасными сваями, которые должны быть погружены до необходимой глубины подмывом или с помощью бурения.

Кусты из свай-стоек, забитых сквозь пласты глины, покрытые сверху свежесыпанной насыпью, будут испытывать действие нагрузки не только от сооружения, но также и от веса свеженасыпанного грунта, расположенного между сваями в каждом кусте, и со стороны отрицатель-

ного поверхностного трения вдоль вертикальных границ кустов.

Если концы свай в больших кустах забиваются в песок, расположенный над слоями мягкой глины, или если такие кусты полностью залегают в мягкой глине, то большая постепенная осадка неизбежна и ее следует рассчитать еще до начала строительства.

Большие кусты из свай трения, залегающих в мягкой глине, могут не обладать надлежащей устойчивостью против разрушения основания куста, как целого. Следовательно, коэффициент запаса против такого разрушения необходимо определять во всех случаях.

Если сваи забиваются в песок без помощи подмыва, то забивка должна идти от центра куста по направлению к краям. Сваи трения в мягком иле или глине должны забиваться до одной и той же глубины, независимо от количества ударов в конце забивки. Сваи других типов должны забиваться до тех пор, пока число ударов в конце забивки не будет равным числу ударов в конце забивки пробных свай, в результате испытания которых были получены данные для определения расчетной нагрузки.

Если сваи-стойки должны быть забиты через плотные пласты, залегающие на слабых сжимаемых грунтах или чередующиеся с последними, то может потребоваться применение подмыва или бурения для погружения свай.

ЛИТЕРАТУРА

56.1. R. D. Chellis, *Pile-driving handbook*, Pitman Publishing corp., New York, 1944, главы IV и V.

В этой книге, как и во многих других пособиях по сваям, динамическим формулам уделяется гораздо больше внимания, чем они того заслуживают.

56.2. K. Terzaghi, The actual factor of safety in foundations, „Structural Engg“, vol. 13, 1935, стр. 126—160.

Данные об осадках свайных фундаментов.

56.3. A. E. Cummings, *Pile foundations*, Proc. Purdue conf. soil mech. Lafayette, Ind., Sept. 1940, стр. 320—338.

Обобщение практических данных, определяющих выбор типа свай.

56.4. W. F. Swiger, *Foundation tests for Los Angeles steam plant*, „Civil Engg“, vol. 11, 1941, стр. 711—714.

Результаты испытания пробной нагрузкой свайных кустов в мелком песке и анализ Калифорнийского уравнения эффективности.

56.5. R. M. Miller, *Soil reactions in relation to foundations on piles*, „Trans. ASCE“, vol. 103, 1938, стр. 1193—1236.

Обзор различных грунтовых условий, встречающихся при производстве свайных работ.

56.6. V. Hansen and F. N. Kneas, *Static load tests for bearing piles*, „Civil Engg“, vol. 12, 1942, стр. 545—547.

Полевые опыты для определения полной нагрузки, воспринимаемой за счет сопротивления острия при различных глубинах забивки.

56.7. H. Press, *The bearing capacity of pile groups in relation to that of single piles* (in German) „Bautechnik“, vol. 11, 1933, стр. 625—627.

Полевые опыты по определению влияния количества свай в кусте на несущую способность отдельной сваи в кусте в случае рыхлого песка.
56.8. T. C. Bruns, Don't hit timber piles too hard, „Civil Eng.“, vol. 11, 1941, стр. 726—728.

О поломках деревянных свай при усиленной забивке.

56.9. C. W. Staniford, Loading tests of lagged piles, „Eng. News“, vol. 74, 1915, стр. 76—77.

Результаты испытания двух кустов из свай трения с различным расстоянием между сваями.

56.10. N. W. B. Clarke and J. B. Watson, Settlement records and loading data for various buildings erected by the Public Works Department, Municipal Council, Shanghai and J. A. Favret, Foundation data, Proc. Intern., conf. soil mech., Cambridge, Mass., 1936, vol. II, стр. 174—186.

Данные об осадках всякого свайного фундамента в Шанхае. Выступление в дискуссии Терцаги, см. т. III, стр. 92—96.

56.11. F. M. Masters, Timber friction pile foundations, „Trans. ASCE“ vol. 108, 1943, стр. 115—140.

Испытание пробной нагрузкой нескольких кустов из свай-стоек и теоретическая интерпретация результатов испытаний. Данные о влиянии расстояния между сваями на полную несущую способность кустов неубедительны из-за отсутствия надлежащих сведений о свойствах грунтов. Относительно теоретической стороны вопроса см. выступление в дискуссии Миндлина (стр. 147—149) и Каммингса (стр. 162—169).

56.12. Uniform Building Code, Pacific coast building official conference, Los Angeles, 1940, стр. 206, 207.

Типовые формулы эффективности.

§ 57. ОПОРЫ

Назначение опор

Опоры, или столбчатые фундаменты, представляют собой призматические или цилиндрические колонны, которые выполняют в основном те же функции, что и сваи или кусты свай. Если опоры сооружаются для мостов, их единственная цель сводится к передаче нагрузки на грунт ниже уровня самого глубокого размыва. В некоторых полупустынных районах опорами пользуются для того, чтобы передавать нагрузку на грунт на отметках ниже зоны периодического высыхания высокопластичных глин (§ 21). Однако во всех других случаях опоры служат аналогично сваям-стойкам для того, чтобы передавать нагрузку на плотные грунты, расположенные под слабыми пластами.

Основное различие между столбчатыми фундаментами и сваями заключается в способе производства работ и во влиянии этого способа на нагрузку, которая может быть приложена к фундаменту без риска чрезмерных осадков. В § 56 указывалось, что расчетная нагрузка на сваю-стойку не должна превышать сопротивления острия независимо от того, чему равно поверхностное трение. Свай-стойки забиваются молотом. Этот метод является весьма целесообразным, но забивку приходится прекращать, как только число ударов на единицу погружения превышает некоторое определенное

значение. В этот момент сопротивление острия может быть бóльшим, чем обычная расчетная нагрузка, но оно может быть также и значительно меньшим в зависимости от доли энергии забивки, поглощаемой поверхностным трением. Опоры обычно погружаются в результате процесса экскавации, который является более медленным, чем забивка свай, но который можно продолжать до тех пор, пока дно котлована не достигнет отметки, намеченной проектом. Поэтому относительные достоинства опор по сравнению со сваями зависят прежде всего от грунтовых условий. Этот факт иллюстрируется следующими примерами.

Если свая забивается через мягкий грунт в пласт плотного песка, то острие сваи вытесняет и уплотняет песок. Сопротивление острия такой сваи будет, очевидно, во много раз бóльшим, чем сопротивление цилиндрической опоры того же диаметра, так как процесс погружения опоры не только не уплотняет песка, но даже дает ему возможность расширяться. С другой стороны, если слой плотного песка перекрыт системой тонких прослоек мягкой глины и толстых слоев песка, то подавляющая часть энергии забивки, очевидно, будет поглощена поверхностным трением, и забивку придется прекратить, когда сопротивление острия будет все еще очень незначительным. При таких условиях возможно, что опоры будут более надежными и более экономичными, чем свай-стойки.

Если предполагается передать нагрузку от сооружения на крепкую скалу, на которой залегает толстый слой выветрившейся горной породы, которая в свою очередь находится под мягкими отложениями, то опорам можно отдать предпочтение по следующим соображениям. Некоторые из выветрившихся пород являются такими же сжимаемыми, как средняя или даже мягкая глина. Все же они обычно содержат большие обломки менее выветрившегося материала. Эти обломки мешают забивке свай до крепкой породы, в то же время их легко удалить из котлована для опоры.

Типы опор

Поскольку сваи и опоры служат одной и той же цели, нельзя провести резкого различия между теми и другими. Набивные бетонные сваи в буровых скважинах можно назвать опорами малого диаметра, потому что, по крайней мере теоретически, буровые скважины могут доводиться до любой глубины. Тонкостенные опускные колодцы устраиваются путем забивки тяжелой стальной трубы с режущим краем вплоть до скалы, а затем и в последнюю, настолько, насколько это возможно. В этом отношении такие опускные колодцы являются сваями. Когда труба перестает опускаться, грунт, заключенный в трубе, удаляют и сквозь выветрившийся верхний

слой скалы пробуривают скважину в прочной породе, после чего трубу и скважину заполняют бетоном. Эти операции характерны для устройства опор.

Большое разнообразие конструкций, занимающих промежуточное положение между типичными сваями и типичными опорами, связано с таким же разнообразием и в методах производства работ. Если диаметр опоры является достаточно малым, чтобы оправдать применение методов, используемых при бурении скважин, то опоры могут быть устроены почти в любом типе грунта. С другой стороны, наиболее подходящий метод устройства опор большого диаметра определяется главным образом грунтовыми условиями. Если пытаются соорудить такую опору методом, не приемлемым при данных геологических условиях, то производитель работ будет вынужден изменить метод в процессе строительства. Но непредвиденное изменение способа производства работ всегда сопровождается значительной потерей времени и средств. Поэтому инженер, который выбирает метод сооружения опор большого диаметра, должен быть хорошо знаком со всеми деталями производства работ, обеспечивающими успех. Наиболее распространенные методы строительства рассматриваются ниже.

Методы строительства опор большого диаметра

Методы строительства опор большого диаметра могут быть подразделены на две основные категории: опускные колодцы и шахтный способ. Строго говоря, колодец представляет собой оболочку, внутри которой производится разработка грунта. Оболочка опускается в грунт до уровня подошвы фундамента и становится затем составной частью опоры. Самым старым типом является открытый сверху опускной колодец, изображенный на рис. 196, а—в. Колодец погружается под действием своего собственного веса по мере того, как грунт у низа стен удаляется. Если основание расположено выше зеркала воды или если вода откачивается из зумпфа, то выемка может производиться ручным способом (рис. 196, а), в противном случае грунт должен удаляться с помощью грейфера (рис. 196, б и в) и низ колодца заполняется подводным бетоном, когда достигается заданный уровень. Препятствия на пути ножа, как, например, погребенные стволы деревьев или валуны, могут задержать погружение колодца на несколько дней или недель. Если не представляется возможным удалить их в течение приемлемого промежутка времени, то работу следует продолжать методом сжатого воздуха (рис. 196, г). По мере того как кессон опускается, в рабочей камере поддерживается давление воздуха, равное гидростатическому давлению поровой воды на уровне ножа. По физиологическим соображениям применение воздушного давления ограничи-

вается глубиной примерно 35 м ниже уровня воды. При глубине больше 12 м стоимость опускания быстро возрастает. Метод сжатого воздуха должен применяться вместо откачивания воды также и в том случае, если требуется очистка забоя перед бетонированием.

Два общепринятых способа устройства опор шахтным методом — это метод Гау (рис. 196, *д*) и чикагский метод (рис. 196, *е*). Но ни тем ни другим нельзя пользоваться,

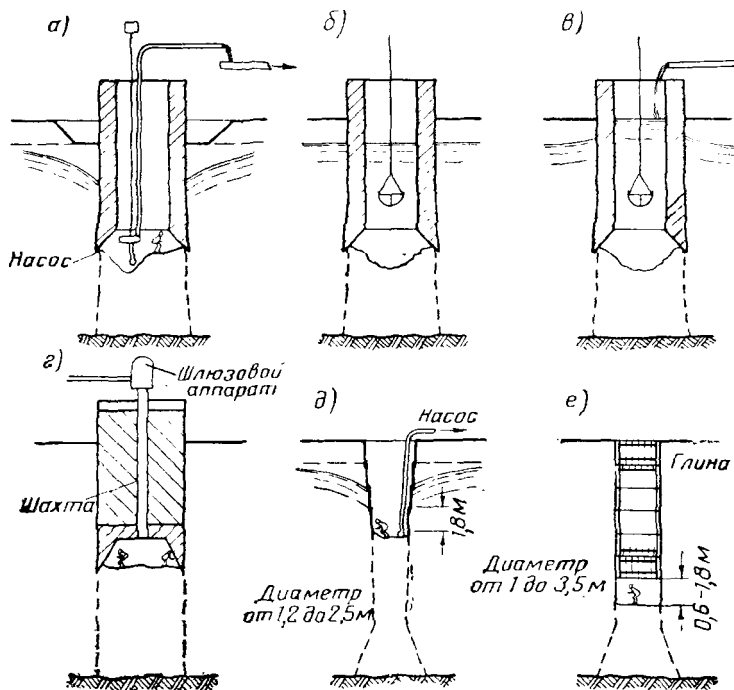


Рис. 196. Методы сооружения столбчатых фундаментов

а, б и в — опускные колодцы; *г* — кессон со сжатым воздухом; *д* — открытая шахта с телескопической стальной оболочкой (метод Гау); *е* — открытая шахта с деревянными прогонами и стальными кольцами (чикагский метод)

если невозможно откачать воду из шахты. При методе Гау стенки шахты поддерживаются рядом стальных цилиндров, каждый из которых на 5 см меньше по диаметру, чем цилиндр, расположенный выше. Цилиндры забиваются легким молотом. Грунт удаляется вручную. Самая нижняя часть шахты обычно расширяется. После того, как выемка грунта закончилась, шахта заполняется бетоном, а цилиндры удаляются один за другим.

Чикагский метод используется исключительно в глине. Цилиндрическая шахта проходится ручным способом захватками

глубиной всего 60 см в мягкой и до 180 см в жесткой глине. Стенки шахты тщательно крепятся вертикальными досками, которые прижимаются к глине двумя или более стальными кольцами. Шахта затем углубляется еще на одну захватку и крепится таким же способом. Когда забой достигает конечной отметки, шахта заполняется бетоном. В сплошной глине вода не создает никаких трудностей, но если встречаются водоносные пласты песка или ила, то требуется применение особых мероприятий.

Устойчивость дна шахты при открытой разработке

Устойчивость дна шахты определяется теми же факторами, что и в обычных котлованах (§ 47 и 48). В очень плотном песке возможно откачивать воду из колодца или из открытой шахты без нарушения устойчивости грунта ниже дна, так как деформация, вызванная фильтрационным давлением, не влечет за собой увеличения нейтрального напряжения. Однако в рыхлом песке деформация вызывает избыточное гидростатическое давление, которое стремится превратить песок в разжиженное состояние. В одном случае при устройстве опор сначала был удачно использован метод Гау (рис. 196, д). Разрабатывался мелкий плотный песок, залегавший на скале на глубине примерно на 3 м ниже зеркала воды. Однако, под одной частью здания смесь песка и воды затопила шахты, как только разработка была доведена до глубины на несколько десятков сантиметров ниже зеркала воды. Все попытки остановить приток потерпели неудачу, и остальные опоры нужно было соорудить таким методом, который не требовал бы откачивания воды. Наиболее вероятная причина такого неожиданного осложнения заключается в том, что последние шахты, очевидно, проникли в большой карман рыхлого песка. Наличие таких карманов, окруженных плотным песком, примерно с тем же самым гранулометрическим составом, ни в коем случае нельзя считать необычным.

Если откачка из зумпфов представляется неприемлемой, то можно воспользоваться методами предварительного осушения грунта с помощью иглофильтров, разработкой под сжатым воздухом или подводным землечерпанием. Иглофильтрами нельзя пользоваться, если основание опор находится глубже чем примерно на 6 м от уровня, на котором может быть уложен коллектор (§ 47). Если грунт состоит из мелкой пыли, то даже вакуумный метод может не привести к стабилизации (см. § 47). Вследствие высокой стоимости и других недостатков метода сжатого воздуха (см. стр. 550) чаще всего переходят на подводную разработку грунта.

В результате такой разработки песчаного грунта, как правило, удаляется объем песка больший, чем объем колодца.

Если песок является рыхлым, то объем удаленного грунта может быть в 2 раза больше, чем объем колодца. Избыточная экскавация связана с выпуском грунта и оседанием поверхности на соседних участках. Однако этот выпуск может быть почти полностью предотвращен путем поддержания уровня воды в колодце на несколько десятков сантиметров выше зеркала воды, как это показано на рис. 196, в. Избыточный напор вызывает течение воды из колодца в песок, расположенный в забое шахты, и соответствующее фильтрационное давление противодействует стремлению песка подняться. Чтобы поддерживать течение, оборудование, с помощью которого вычерпывается грунт, нужно поднимать из колодца медленно.

Исследования грунта, которые требуются, чтобы узнать, является ли данный метод осушения приемлемым в том или ином случае, описаны при рассмотрении методов осушения открытых котлованов в § 47.

При сравнении методов подводной разработки и кессонирования (с помощью сжатого воздуха) необходимо учитывать ряд обстоятельств. Если в грунте встречаются препятствия, то при подводном методе они могут вызвать непредвиденные задержки. При методе сжатого воздуха эти задержки отсутствуют, так как рабочие имеют непосредственный доступ к препятствиям. Этот метод имеет еще и то дополнительное преимущество, что основание опоры может быть тщательно подготовлено и весь рыхлый материал может быть удален. С другой стороны, использование сжатого воздуха обходится значительно дороже.

Определение поверхностного трения

В процессе разработки грунта в опускном колодце грунт поддерживается стенками колодца. По мере опускания вниз к колодцу добавляются сверху новые секции. При опускании колодец встречает сопротивление со стороны поверхностного трения. Чтобы преодолеть это поверхностное трение, легкие опускные колодцы, например из стали, должны пригружаться балластом. С другой стороны, тяжелые колодцы, например из железобетона, могут опускаться под действием своего собственного веса.

Пригрузка колодца сверху является громоздкой операцией, значительно увеличивающей стоимость работ. Поэтому бетонные колодцы проектируют обычно таким образом, чтобы их вес превышал поверхностное трение на каждой стадии строительства. Следовательно, при проектировании требуется определение поверхностного трения. Опыт показал, что теоретические методы определения поверхностного трения на основании испытаний грунта являются совершенно ненадеж-

ными (§ 30). Главным источником сведений о поверхностном трении является регистрация нагрузок, которые требуются, чтобы сдвинуть застрявшие колодцы. Эти данные говорят о том, что для данного грунта поверхностное трение на единицу площади контакта достигает довольно постоянного значения ниже глубины примерно 7,5 м. В табл. 26 приведены значения, которые были получены для колодцев при опускании в пределах глубин от 7,5 до 37,5 м. Для каждого материала колебания значений довольно близки к колебаниям значений поверхностного трения того же грунта по сваям. Однако нельзя ожидать идеального соответствия потому, что при данном грунте f_s зависит от формы самой нижней части колодца, от метода экскавации грунта и от диаметра колодца. Нельзя полагаться на величины, полученные на соседних работах, если известны не все обстоятельства, сопровождающие погружение колодца. В глине поверхностное трение, очевидно, возрастает со временем.

Таблица 26

Поверхностное трение для опускных колодцев

Тип грунта	Поверхностное трение f_s в кг/м ²
Ил и глина мягкая	750—3 000
Глина очень жесткая . . .	5 000—20 000
Песок:	
рыхлый	1 250—3 500
плотный	3 500—7 000
Гравий плотный	5 000—10 000

Трение между стенками бетонных колодцев и такими грунтами, как ил или глина, может быть значительно уменьшено в результате покрытия колодца снаружи оболочкой, которая имеет гладкую смазанную поверхность и достаточно прочна, чтобы не сдираться при опускании колодца. Такая оболочка была применена при опускании колодцев для опор моста Сан-Франциско — Окленд. Результаты испытаний на трение, которые были проведены до начала строительства, свидетельствуют о том, что она уменьшила трение между бетоном и довольно жесткой глиной примерно на 40%.

Допускаемое давление на песчаное основание опор

Опоры служат для того, чтобы передать вес сооружений на плотное основание, покрытое мягким и сжимаемым грунтом. Если в такой грунт забиваются сваи, то почти вся нагрузка на них воспринимается в конечном счете сопротивлением острия (см. § 56). По той же причине полная нагрузка

на опору практически передается в конечном счете только на его подошву. Следовательно, допускаемая нагрузка на опоры, окруженные относительно сжимаемым грунтом, не может быть увеличена за счет поверхностного трения.

Подземная часть опор моста может быть полностью окружена песком, имеющим низкую сжимаемость и способным нести значительную долю нагрузки на опору благодаря поверхностному трению. Однако подошва такой опоры обычно располагается на умеренной глубине ниже максимальной глубины размыва (§ 53). Во время исключительно высокого паводка большая часть песка, окружающего опору, временно уносится. Следовательно, даже в случае мостовых опор, полностью окруженных песком, следует принимать, что вся нагрузка на опору воспринимается основанием.

Коэффициент устойчивости оснований против выпирания в случае опор на песке обычно имел бы достаточную величину, даже если грунт, окружающий опору, отсутствовал. Поскольку коэффициент устойчивости быстро возрастает с увеличением глубины заложения фундамента, можно считать гарантированным, что у опоры на песке разрушение основания не может произойти. Поэтому допускаемая нагрузка определяется исключительно лишь осадкой.

Осадка нагруженной площади на песке зависит в значительной степени от напряженного состояния песка до приложения нагрузки. Опусканию колодца всегда предшествует разработка шахты. Этот процесс сопровождается уменьшением всех напряжений в песке, примыкающем к стенкам и к дну шахты. Если глубина шахты превышает в 4 или 5 раз ее диаметр, то напряженное состояние песка поблизости от дна шахты практически не будет зависеть от глубины шахты. Поэтому следует ожидать, что влияние глубины заложения опоры на осадку будет относительно незначительным по сравнению с влиянием на предельную несущую способность. Это заключение подтверждается следующими наблюдениями.

На одной и той же глубине производилось испытание пробной нагрузкой двух круглых штампов площадью по 900 см^2 . Один штамп был расположен на дне большой открытой шахты, а другой на дне буровой скважины диаметром $34,5 \text{ см}$. При нагрузке, равной 2 кг/см^2 , осадка штампа в шахте составляла $22,9 \text{ мм}$, а осадка в буровой скважине $13,2 \text{ мм}$.

Аналогичные опыты были проведены в шахте, к которой относится рис. 124. После того как шахта была вырыта до глубины примерно 15 м , испытание пробной нагрузкой было произведено с помощью штампа размером 900 см^2 . Осадка под нагрузкой в 2 кг/см^2 составляла $6,4 \text{ мм}$. Второй штамп размером в $1 \times 1 \text{ м}^2$ был установлен на дне шахты, и небольшое пространство между краями штампа и боковыми стенками шахты было заполнено бетоном, чтобы предотвратить

какое-либо местное выпирание нагруженного песка. Осадка штампа под нагрузкой в 2 кг/см^2 составляла 11,9 мм [57.1]. В соответствии с уравнением (54.1), осадка штампа тех же самых размеров на поверхности такого же песка при отсутствии ограничения или дополнительной пригрузки была бы 15 мм.

Эти и некоторые другие наблюдения указывают на то, что осадка опор на песке при любой глубине заложения оказывается не меньше, чем, примерно, половина осадки одинаково нагруженного фундамента такой же площади на таком же песке. Поэтому допускаемая нагрузка на опоры на песке может быть принята равной удвоенному значению допускаемой нагрузки на обычные фундаменты, залегающие на таком же песке в том же самом состоянии (§ 54). Если избыточное удельное давление на основание опоры не превышает этого значения, то максимальная осадка не превысит 2,5 см. Кроме того, если основания всех опор имеют приблизительно одну и ту же ширину, разность осадок соседних опор не превысит 12 мм. Если проектировщик считает допустимой осадку больших размеров, то он может увеличить соответственно нагрузку.

Видоизменение этой методики может потребоваться в том случае, если основание мостовой опоры расположено довольно близко к уровню, до которого размыв может удалить песок. Размыв временно уменьшает глубину заложения опоры до размеров в 4 или 5 раз меньших ширины основания. Следовательно, давление на основание таких опор не должно превышать давления, допускаемого на обычные фундаменты той же площади, залегающих на таком же песке в водонасыщенном состоянии.

Опоры на глине

Допускаемое давление на основание опоры, залегающей на жесткой глине, определяется правилами, устанавливающими допускаемую нагрузку на обычные фундаменты на глине (табл. 22, стр. 488), независимо от глубины, на которой расположено основание опоры. Это правило является осторожным, так как напряжения сдвига f_s и t (рис. 77) увеличивают до известной степени предельную несущую способность.

Полная нагрузка, которая может быть безопасно приложена к глине под опорой, равна сумме допускаемой нагрузки на основание опоры и эффективного веса грунта, удаленного в процессе строительства. Следовательно, расчетная нагрузка на большие опоры при данной допускаемой нагрузке на основание может быть значительно увеличена, если делать опоры полыми. Эта возможность была неоднократно использована при проектировании мостовых опор.

Осадка опор на глине, аналогично осадке обычных фундаментов, зависит в значительной степени от истории загрузки глины. Опоры на нормально обжатой глине являются не экономичными, а их осадка чрезмерной. Поэтому опоры должны устанавливаться только на переуплотненной глине. Однако если площадь основания опоры является большой, то состояние переуплотнения подстилающей глины не обязательно будет исключать значительные осадки. Это положение иллюстрируется следующим наблюдением. В конце прошлого столетия были опущены кессонным способом на толстый слой очень жесткой переуплотненной глины опоры моста через Дунай. Подошва каждой опоры имела длину 22,5 м и ширину 6 м. Эффективная нагрузка на основания опор колебалась в пределах между 3,3 и 4,8 кг/см². Для очень жесткой глины давление это значительно ниже критической разрушающей нагрузки на основание. Все же через полвека разность осадок опор стала равной 7,5 см. Значение абсолютной максимальной осадки не представилось возможным определить, но нет никакого сомнения в том, что оно было значительно большим, чем дифференциальная осадка. Следовательно, если подошва опоры на жесткой глине имеет большую площадь, то следует рассчитать осадку. Неопределенность, связанная с расчетом осадок на переуплотненной глине, рассматривается в § 13.

Опоры на естественных подушках

Столбчатые фундаменты на естественных подушках не отличаются существенно от обычных отдельных фундаментов на таких же подушках. Опоры проектируются так, как если бы подушка залегала на жестком основании, но проект должен быть дополнен расчетом осадки (см. § 55).

Обобщение правил определения допускаемой нагрузки на основания опор

1. Допускаемая нагрузка на основания опор на песке равна удвоенной допускаемой нагрузке для обычных фундаментов такой же площади на песке с такими же характеристиками (см. § 54). Осадка опор, запроектированных на основании этого правила, очевидно, не превысит 2,5 см. Если допускаются осадки больших размеров, то допускаемая нагрузка может быть соответственно увеличена. Если опоры окружены песком, который может быть удален в результате размыва во время паводка, то допускаемое давление должно приниматься равным допускаемому давлению для обычных фундаментов таких же размеров, залегающих на песке с такими же характеристиками.

2. Если шахта для опоры проходится с помощью разработки грунта подводным способом, то уровень воды в шахте должен поддерживаться на несколько десятков сантиметров выше уровня воды снаружи. Это уменьшает вынос песка в шахту. Однако, даже в этом случае дно шахты будет очень неровным и частично будет покрыто слоем рыхлого песка. Следовательно, если песок удаляется подводным способом, то необходимо понизить допускаемое давление вследствие неизбежного нарушения песка. Никакого понижения давления не требуется, если разработка песка производится под сжатым воздухом.

3. Нормально обжата глина не может быть использована как основание для опор. Допускаемое давление для опор на переуплотненной глине может быть выбрано по табл. 22. Если ширина основания опоры превышает 3 м, следует произвести расчет осадки.

4. Опоры на естественных подушках требуют такого же подхода, как и обычные фундаменты на таких же подушках.

ЛИТЕРАТУРА

57.1. См. 44.9. Результаты испытания штампом на дне шахты на различной глубине от поверхности.

57.2. E. L. Corthell, Allowable pressures on deep foundations, J. Wiley and sons, New York, 1907.

Собраны данные о поверхностном трении опускных колодцев и о давлении на основания существующих опор.

57.3. H. L. Wiley, The sinking of the piers for the Grand Trunk Pacific bridge at Fort William, Ontario, Canada, „Trans. ASCE“, vol. 62, 1909, стр. 113—134.

Данные о поверхностном трении.

57.4. Load tests on piers for Chicago New Union Station „Eng. News-Record“, vol. 88, 1922, стр. 822—824.

Испытания в натуре опоры, построенной чикагским методом, для определения поверхностного трения.

57.5. H. S. Jacoby and R. P. Davis, Foundations of bridges and buildings, New York, 1941.

Главы IX—XI содержат общее описание обычных методов сооружения больших опор. В главе X приведены также данные о поверхностном трении.

§ 58. ОСНОВАНИЯ ПЛОТИН

Общие соображения

Обычно считают, что плотины высотой более 60 м можно строить только на скальных грунтах. Поэтому в данном параграфе речь будет идти только об основаниях плотин меньшей высоты.

Вообще основание плотины должно отвечать всем или некоторым из следующих требований: дифференциальная осад-

ка не должна быть большой; не должно быть опасности разрушения в результате сдвига, а также опасности повреждения или разрушения в результате горизонтального расползания; фильтрационные потери из водохранилища должны быть умеренными. Относительная важность этих требований зависит от ряда факторов. Например, бетонная или железобетонная плотина является настолько жесткой, что большие дифференциальные осадки наносят ей серьезный ущерб, если отсутствуют водонепроницаемые швы, допускающие относительное смещение различных частей сооружения. С другой стороны, плотины из каменной наброски и земляные нечувствительны к деформациям основания, если они не имеют бетонных диафрагм или если они не примыкают к жестким вспомогательным сооружениям, как например, бетонные водоспуски. Потеря воды в результате фильтрации сквозь грунт может не иметь никакого значения для сооружений, регулирующих паводки. Ввиду сложности связанных с ним проблем проектирование оснований плотин является значительно более трудным, чем проектирование оснований зданий. Здравый смысл и большой опыт играют здесь существенную роль. Поэтому в настоящей книге даются лишь основные принципы и общие указания.

Осадки плотин

Если плотина относится к жесткому типу или содержит жесткие элементы, то необходимо еще до начала строительства рассчитать осадку, чтобы знать, требуются ли швы между различными частями сооружения, и если это так, то какого смещения можно ожидать. Методы расчета не отличаются от описанных выше для определения осадки зданий (см. § 36). Чтобы дополнить имеющиеся данные относительно будущей осадки, часто выгодно прибегать к методу наблюдений (стр. 20). Примером может служить описанная ниже история строительства плотины через реку Свирь в России.

Плотина состоит из железобетонного здания ГЭС (рис. 197) и бетонного водослива (рис. 198). Она залегает на слоистой сильно переуплотненной глине по меньшей мере 90 м толщиной. Согласно § 13, прогноз осадки за счет консолидации переуплотненной глины всегда является весьма ненадежным. Кроме того, график работ исключал возможность проведения тщательных исследований грунта до начала строительства. Поэтому было принято решение исходить при предварительном расчете осадки из результатов испытаний немногочисленных характерных образцов, отобранных из разведочных шурфов.

Прогноз показал, что между электростанцией и соседней водосливной плотиной необходим шов и что между телом пло-

тины и примыкающим водобоем нельзя допускать жесткой связи.

Предварительный расчет осадок также указывал на то, что наполнение водохранилища заставит электростанцию наклониться по направлению к верхнему бьефу примерно на 1° .

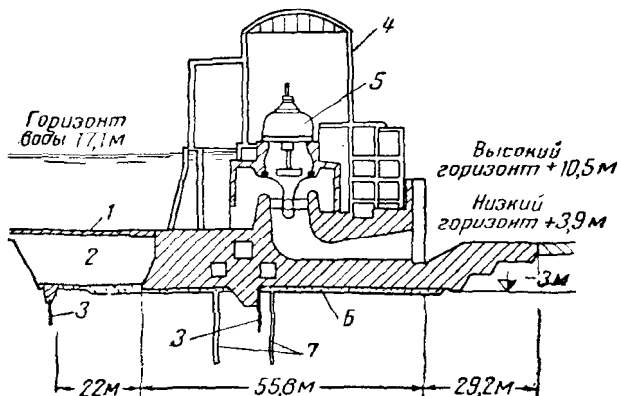


Рис. 197. Разрез по гидроэлектростанции, основанной на мощном пласте ленточной глины. Свирь III, СССР (по Графтио)

1 — понур; 2 — водонепроницаемая песчанистая глина; 3 — шпунтовые сваи; 4 — гидроэлектростанция; 5 — турбогенератор; 6 — песчаный фильтр; 7 — фильтровые колодцы

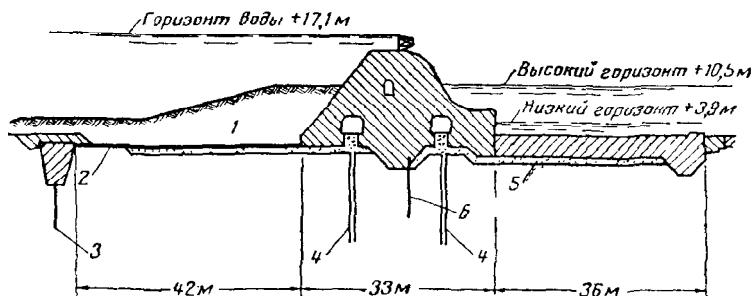


Рис. 198. Разрез по плотине, основанной на мощном пласте глины. Устойчивость против сдвига повышена железобетонным анкерным понуром. Свирь III, СССР (по Графтио)

1 — водонепроницаемая песчанистая глина; 2 — железобетонный понур на песчаном фильтре; 3 — шпунтовые сваи; 4 — фильтровые колодцы; 5 — песчаный фильтр; 6 — шпунтовые сваи

Поскольку турбины требовалось смонтировать до заполнения водохранилища и поскольку вычисленный наклон значительно превышал ту величину, которая считалась допускаемой конструкторами турбин, было решено установить турбины не вертикально, а с таким расчетом, чтобы они стали вертикальными, когда водохранилище будет наполнено. Чтобы бо-

лее точно определить величину ожидаемого наклона, результаты предварительных испытаний грунта были использованы для вычисления перемещений во многих точках на поверхности и под поверхностью земли на различных стадиях строительства. По мере того как строительство продвигалось, измерялись смещения. Было установлено, что действительные смещения составляли в основном 0,35 от расчетных. Поэтому турбины были смонтированы с наклоном осей по направлению к нижнему бьефу в $0,35^\circ$, и когда водохранилище было заполнено, оси турбин оказались практически вертикальными [58.1].

Устойчивость бетонных плотин против сдвига

Возможная поверхность сдвига в основании бетонной плотины может быть расположена в очень проницаемом материале, например, в чистом песке, в грунте с промежуточной проницаемостью (например, в иле) или же в глине, являющейся практически непроницаемой. Ниже рассматриваются только два крайних случая.

Если поверхность сдвига находится в песке, то суммарное сопротивление сдвигу S в t на 1 м плотины будет

$$S = (P - U) \operatorname{tg} \varphi,$$

где P — полное вертикальное давление на основание плотины и вертикальная компонента давления воды на наклонные поверхности плотины в t/m ;

U — полное нейтральное давление на подошву плотины в t/m ;

φ — угол трения между бетоном и песком.

Так как значение φ составляет всегда не меньше $0,6$ и нейтральное давление U может быть обычно снижено до очень небольшой величины с помощью соответствующих дренажных мероприятий, то почти всегда удается исключить угрозу сдвига по песку.

С другой стороны, если основание содержит горизонтальные прослойки мягкой глины или если плотина залегает на толстом пласте глины, то может оказаться очень трудным обеспечить надлежащее сопротивление сдвигу. После того как глина под плотиной консолидировалась, сдвиг встречает сопротивление как со стороны сцепления, так и со стороны внутреннего трения. Однако, вследствие низкой проницаемости глины, консолидация происходит очень медленно, и, кроме того, скорость консолидации лишь в редких случаях можно надежно предсказать. Поэтому обычно рекомендуется пренебрегать сопротивлением трения даже в конце периода строительства и учитывать только сцепление.

Чтобы сделать плотину, показанную на рис. 198, безопасной против сдвига, до того как подстилающая глина консолидируется, ширина ее подошвы была увеличена с 33

до 75 м с помощью железобетонного понура со стороны верхнего бьефа. Поскольку этот понур представлял собой одно целое с плотиной, сцепление оказывало сопротивление сдвигу по всей длине в 75 м. Коэффициент устойчивости непрерывно возрастал вследствие консолидации глины от веса самой плотины, так же как и от веса воды над понуром. Чтобы сделать вес воды эффективным, понур дренировался с нижней стороны.

Повреждения или разрушения, обусловленные горизонтальным расползанием

Рис. 199, а представляет собой вертикальный разрез по плотине из каменной наброски. Линия ab означает след вертикальной плоскости, параллельной оси плотины. На эту плоскость действует боковое давление земли P_A , оказываемое материалом центральной части плотины. Сила P_A стремится сдвинуть кнаружи наброску, расположенную между ab и нижним краем подошвы C плотины. То же самое верно по отношению к каждой вертикальной плоскости, параллельной оси плотины. Следовательно, грунт, расположенный под плотиной, подвергается действию горизонтальных сдвигающих напряжений. Действие этих напряжений зависит от сопротивления сдвигу грунта по подошве плотины и непосредственно под нею.

Если плотина залегает на песке, то сопротивление сдвигу по подошве или ниже является всегда значительно большим, чем сдвигающие напряжения, обусловленные стремлением насыпи расползтись. Поэтому силы P_A (рис. 199, а) вызывают лишь небольшое удлинение ширины основания плотины. Однако это удлинение может быть достаточно большим, чтобы нанести ущерб относительно жестким частям плотины. История плотины, приведенной на рис. 199, а, служит тому примером. Плотина имеет железобетонный экран на верхнем откосе, соединенный с верхней уширенной частью вертикального зуба. Поскольку стенка зуба имеет толщину 3,9 м, она является очень жесткой. По мере того как отсыпалась каменная наброска, нижний край верхового откоса сдвинулся во внешнюю сторону примерно на 26,5 см, а нижний край низового откоса — примерно на 2,5 см. По сравнению с высотой плотины эти смещения были очень незначительными. Тем не менее они оказались достаточными, чтобы разрушить верхние 12 м зуба. Так как через раскрытые трещины установилась свободная связь между водохранилищем и низовой стороной зуба, оказалось необходимым зацементировать трещины перед наполнением водохранилища.

На рис. 199, б показано распределение горизонтальных напряжений по подошве плотины. Данные были получены пу-

тем измерения зазоров в швах между отдельными секциями дренажных труб, плотно соединенных в стыках, перед тем как начали отсыпать каменную наброску. Поскольку наклон

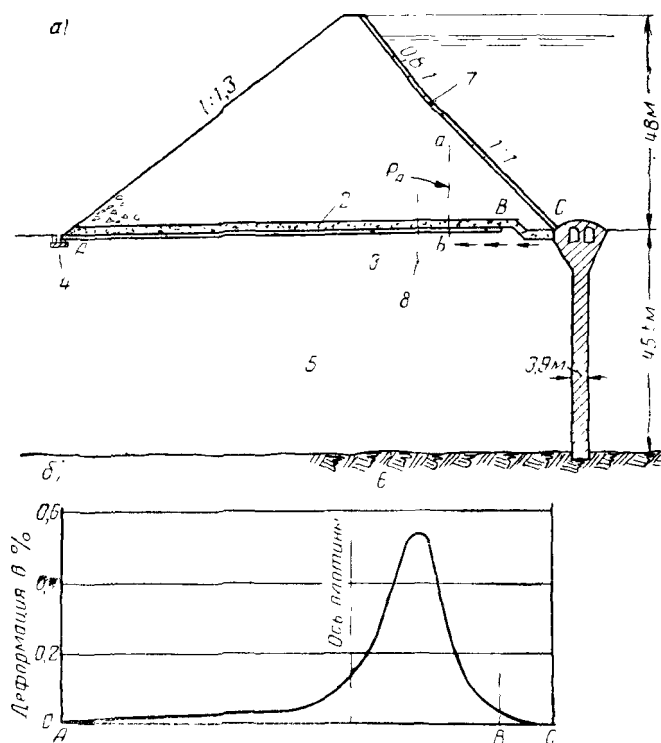


Рис. 199

a — вертикальный разрез по плотине из каменной наброски, опирающейся на песок, слабый песчаник и глинистый сланец; *b* — распределение горизонтальных деформаций, обусловленных тенденцией насыпи к расползанию; 1 — каменная наброска; 2 — подобранный фильтр; 3 — дренажный трубопровод; 4 — сбросной водовод; 5 — мелкий песок, большей частью сцементированный и трещиноватый, слон разбитого сланца; 6 — твердая глина; 7 — железобетонный экран; 8 — сечение максимальной наблюдавшейся деформации

верхового откоса каменной наброски (1 : 1) был значительно более крутым, чем наклон низового (1 : 1,3), напряжения сдвига и соответствующее натяжение под верховым откосом были значительно большими, чем под низовым. Величину удлинения основания насыпи нельзя надежно предсказать, исходя из результатов испытаний грунта. Поэтому единственным источником получения необходимых данных являются

результаты наблюдений в полевых условиях, подобно приведенным на рис. 199, б.

Если основание плотины из каменной наброски или земляной плотины содержит пласт мягкой глины на небольшой глубине, то сдвигающие напряжения, вызванные стремлением к расползанию в горизонтальном направлении, могут ока-

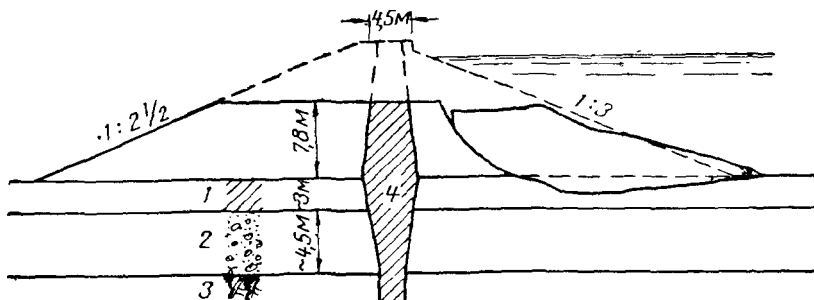


Рис. 200. Разрушение плотины во время строительства в результате расползания в горизонтальном направлении по слою глины между подошвой плотины и подстилающим слоем гравия

1 — мягкая глина; 2 — плотный гравий; 3 — очень жесткая глина; 4 — водонепроницаемое глиняное ядро

заться достаточно большими, чтобы вызвать разрушение насыпи в результате расползания вдоль поверхности скольжения, расположенной в глине (рис. 200). Механизм разрушений этого типа и способы их предотвращения рассматривались в § 52. Большинство аварий этого типа произошло в период строительства. С течением времени сопротивление глины сдвигу возрастает и вследствие этого возрастает также коэффициент устойчивости против расползания.

Фiltrационные потери

Если плотина должна накапливать воду для энергетических целей, водоснабжения или ирригации, то надежность является не единственным требованием. Фундамент должен проектироваться таким образом, чтобы потери воды в результате фильтрации не превышали определенного максимума, установленного заранее проектировщиками.

Потери воды могут происходить отчасти сквозь тело плотины, а отчасти сквозь естественный грунт, слагающий боковые стороны и дно водохранилища. Поскольку просачивание сквозь плотину может быть уменьшено при умеренных затратах до очень небольшой величины, только потери через естественный грунт, расположенный под плотиной или около нее, ставят нас, очевидно, перед серьезной проблемой.

Если плотина расположена на проницаемом слое, который подстилается на умеренной глубине непроницаемым, то фильтрация под плотинной может быть прервана зубом, который простирается от подошвы плотины до непроницаемого пласта. В плотине, показанной на рис. 200, зуб является продолжением уплотненного глиняного ядра. Если непроницаемое основание находится на относительно большой глубине (см. рис. 199, а), то расходы на сооружение сплошного зуба по всей длине плотины могут оказаться чрезмерными, и тогда только средняя часть зуба опускается до непроницаемого пласта. Если непроницаемый пласт расположен на такой глубине, что практически его нельзя достигнуть, то зуб доводится только до такой глубины, которая необходима, чтобы фильтрационные потери не превышали определенной величины (см. рис. 201, а). Во всяком случае зуб должен входить на некоторое расстояние в берега за пределами концов плотины, чтобы уменьшить потери в результате горизонтальной фильтрации в обход сооружения.

Чтобы проверить, удовлетворяет ли проект данной плотины требованиям в отношении фильтрационных потерь, последние должны быть рассчитаны заранее. Определение фильтрационных потерь сквозь естественный грунт может быть выполнено только на основании фильтрационного профиля, показанного на рис. 126. В основных чертах этот же профиль приведен на рис. 201, а, а разрез по плотине показан на рис. 201, б. Фильтрация сквозь плотину исключается благодаря 30-см железобетонной диафрагме, которая опирается у подошвы плотины на зуб из шпунтовых свай. Нижний край зуба, изображенный на рис. 201, а пунктирной линией, расположен на значительном расстоянии выше скалы, так как фильтрационный профиль показывает, что проницаемость уменьшается с глубиной. Высокопроницаемый слой, расположенный непосредственно над поверхностью скалы, не оказывает никакого влияния на фильтрационные потери, потому что практически он изолирован более непроницаемыми слоями, расположенными выше. Этот факт был установлен в самом начале разведочных работ, так как при бурении было найдено, что этот слой содержит артезианскую воду под значительным давлением.

Из рис. 201, а можно видеть без всякого расчета, что потеря воды за счет почти горизонтального течения в обход концов плотины будет значительно большей, чем потеря воды, обусловленная фильтрацией ниже зуба, так как концевые сечения окружены грунтом с относительно высокой проницаемостью. Поэтому при определении потерь фильтрацией под зубом пренебрегали, и была построена сетка течения, характеризующая горизонтальный поток воды вокруг каждого из двух концов зуба. При вычерчивании сетки течения (рис.

201, а) было произвольно принято, что проницаемые слои входят в берега на расстояние, равное 30-кратному горизонтальному расстоянию между концом зуба и берегом водохранилища. Таким образом считалось, что величиной фильтрационных потерь за пределами этого расстояния можно пренебрегать. Далее было принято, что все пласты грунта являются

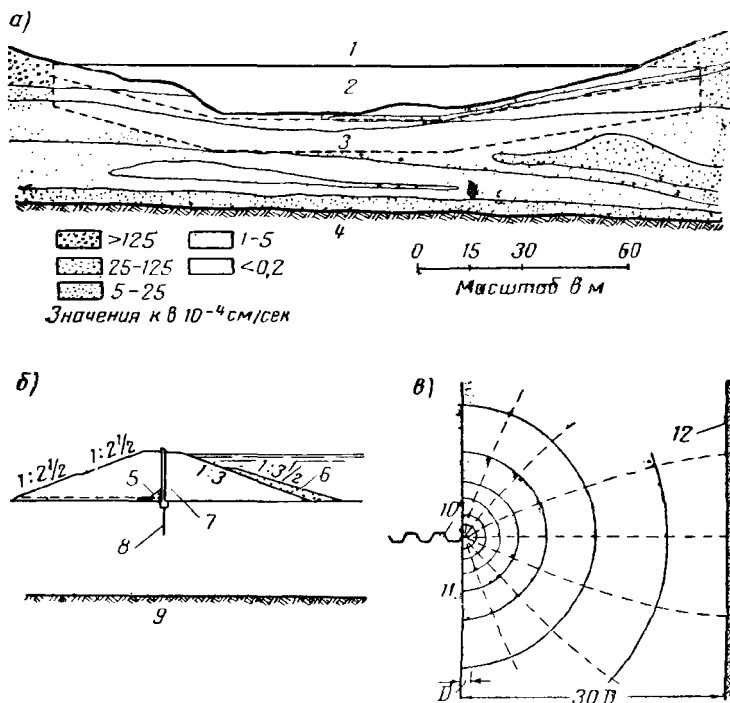


Рис. 201

а — фильтрационный профиль по оси плотины, расположенной в относительно проницаемом ледниковом отложении; б — разрез по плотине и основанию; в — сетка течения для определения фильтрационных потерь в обход плотины через горизонтальные проницаемые слои; 1 — гребень плотины; 2 — диафрагма; 3 — шпунтовые сваи; 4 — скала; 5 — дренаж; 6 — гравий; 7 — 30 см диафрагма; 8 — стальные шпунтовые сваи; 9 — скала; 10 — шпунтовые сваи; 11 — водохранилище; 12 — принятая граница проницаемых слоев

непрерывными. Поэтому расчет дал верхнее предельное значение фильтрационных потерь. Поскольку даже вычисленные таким образом величины потерь находились в пределах установленных норм, зуб из шпунтовых свай, показанный на рис. 201, был признан достаточным. Действительно, фактические фильтрационные потери оказались гораздо меньшими, чем вычисленные [58.2].

Аналогичный, но более тщательный расчет фильтрации был произведен для плотины, показанной на рис. 199, а. Гребень сооружения имеет длину 450 м. Поскольку сплошной зуб был практически приемлем только под самой высокой частью плотины, под остальной частью сооружения ожидалась фильтрационные потери от движения воды как в вертикальном, так и в горизонтальном направлениях. На основании результатов исследования проницаемости были определены значения k в горизонтальном и вертикальном направлениях. Однако размеры сооружения и строгие технические условия заставили проверить эти значения k еще до начала строительства. Для этого была пройдена шахта до глубины на 51 м ниже дна долины и измерен приток в нее воды. Он достигал 720 л в минуту вместо 1100 л, найденных расчетом по величинам k , полученным при исследовании проницаемости. Данные, относящиеся к фильтрации в законченном сооружении, еще не представилось возможным получить [58.3].

Если найденные потери являются чрезмерными, то существуют два способа сокращения их. Либо можно увеличить глубину и ширину зуба, либо уменьшить проницаемость грунта в результате инъекции цемента, химических растворов или жидкой суспензии бентонита. Литература, в которой описываются различные методы инъекции, приведена в приложении. В общем, при средних и крупных чистых песках инъекция может быть успешной, но при очень мелких или илистых песках она не дает эффекта.

Вытекание воды из грунта с низовой стороны зуба представляет собой потенциальный источник разрушения в результате подмыва. Механизм этого вида разрушения рассматривается в следующем параграфе.

ЛИТЕРАТУРА

58.1. H. Graftio, Some features in connection with the foundation of Svir 3 Hydro-electric power development, Proc. Intern. conf. soil mech., Cambridge, Mass., 1936, vol. I, стр. 284—290.

58.2. K. Terzaghi, Soil studies for the Granville Dam at Westfield, Mass., „J. New Engl. water works assoc.“, vol. 43, 1929, стр. 191—223.

Обследование проницаемости основания земляной плотины, расположенной над неоднородными грунтами.

Метод капиллярного поднятия, применявшийся при этом, вытеснен другими методами.

58.3. I. Gutmann, Algerian rockfill dam substructures, „Eng. News-Record“, vol. 120, № 21, May, 26, 1938, стр. 749—751.

58.4. T. T. Knappen and R. R. Philippe, Practical soil mechanics at Muskingum-III, „Eng. News-Record“, vol. 116, Apr. 23, 1936, стр. 595.

Один из первых случаев применения механики грунтов к расчету основания плотины.

58.5. F. S. Brown, Foundation investigation for the Franklin falls dam J. Boston Soc. Civil Engrs., vol. 28, 1941, стр. 126—143.

Результаты исследования проницаемости.

§ 59. МЕРОПРИЯТИЯ ПО ПРЕДОТВРАЩЕНИЮ ПОДМЫВА

Общая характеристика разрушений в результате подмыва

Если в основании плотины отсутствует совершенно непроницаемый зуб, то вода из водохранилища фильтрует сквозь грунт в нижний бьеф, где она может выходить в форме ключей. При определенных условиях рассматриваемых ниже, просачивающаяся вода может вызвать одно из следующих двух

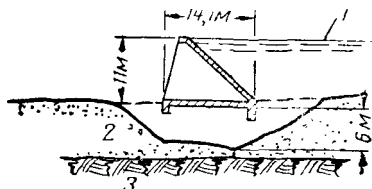


Рис. 202. Разрушение плотины, вызванное подмывом

1 — уровень воды до разрушения; 2 — мелкий песок со следами глины; 3 — скала

явлений. Либо фильтрационное давление может поднять весь массив грунта, расположенный вдоль нижнего края низового откоса, либо же вода, которая вытекает из грунта у нижнего края низового откоса, может вызвать процесс эрозии, который приводит к образованию тоннелеобразной промоины под сооружением. Смесь грунта и воды устремляется через эту

промоину, подмывая сооружение и заполняя канал ниже плотины. Разрушения того и другого типа известны как разрушения от подмыва. Первый тип был назван разрушением в результате фильтрационного выпора, а второй тип — разрушением в результате глубинной эрозии.

Разрушение плотины в результате подмыва следует отнести к наиболее серьезным катастрофам в строительной технике. Оно, очевидно, захватывает не только самое сооружение, но также и значительную толщу основания. Кроме того, оно нередко происходит без всяких предварительных симптомов и влечет за собой человеческие жертвы и разрушения в нижних частях долины. Поэтому условия, которые приводят к подмыву, и средства предотвращения этой опасности заслуживают особого внимания.

На рис. 202 показано типичное разрушение, вызванное подмывом. Плотина контрфорсного типа опиралась на грунт с помощью железобетонной плиты с верховым зубом глубиной 2,7 м и низовым — глубиной 2,1 м. Разрушение произошло внезапно в результате прорыва воды под плотиной. В основании образовалась промоина в 15,6 м, перекрытая сверху сооружением.

Причины и механизм подмыва

До начала XX в. причины подмывов оставались неизвестными, хотя разрушения этого вида не были необычными. Про-

ектировщики оценили значение противofильтрационного зуба или шпунтовых свай, но правила для определения требуемой глубины забивки шпунта отсутствовали, так же как и методы определения коэффициента запаса в отношении разрушения от подмыва законченного сооружения. Однако после катастрофического разрушения в 1898 г. плотины Нэрора на р. Ганг в Индии этой проблеме было уделено больше внимания и была сделана первая серьезная попытка проанализировать накопленный опыт и установить ряд правил проектирования оснований для плотин на проницаемых пластах. Эти правила основывались на допущении, что единственной причиной подмыва является эрозия вдоль поверхности соприкосновения между грунтом и подошвой плотины. Путь, по которому частицы воды перемещались вдоль этой поверхности, был назван длиной подземного контура или линией просачивания. Если длина L линии просачивания была такой, что средний гидравлический градиент $i=h/L$ был меньше, чем некоторое критическое значение для материала основания, то плотина считалась надежной. Величина

$$C_c = \frac{L}{h_{cr}} \quad (59.1)$$

была названа показателем подземного контура. Величина h_{cr} означает максимальную высоту, до которой мог бы подняться уровень воды в водохранилище по сравнению с отметкой нижнего бьефа, не вызывая разрушения от подмыва. Имеющиеся данные о разрушениях указывают на то, что показатель C_c возрастает с уменьшением размеров частиц грунта примерно от 4 для гравия до 18 для мелкого песка или ила.

Первый шаг в проектировании плотины на основании уравнения (59.1) состоял в том, чтобы определить показатель контура C_c для данного грунта. Это делалось с помощью таблицы, содержащей значения C_c для основных типов грунта. Требуемая длина L линии просачивания получалась затем в результате умножения показателя подземного контура C_c на гидравлический напор h_{cr} , создаваемый плотиной. Основание проектировалось таким образом, чтобы длина линии просачивания была по меньшей мере равна L . Например, длина линии просачивания для плотины, показанной на рис. 203, составляет

$$L = t_1 + t_2 + B + t_3 + t_4 = B + \Sigma t,$$

и это расстояние должно быть по меньшей мере равным $C_c h_{cr}$.

В течение последующих 30 лет постепенно выяснилось, что вертикальные участки линии просачивания в большей степени содействуют уменьшению опасности подмыва, чем гори-

горизонтальные участки такой же длины. Эта разница обуславливается тем фактом, что основание плотины обычно состоит из осадочных грунтов, а подобные отложения всегда бывают значительно менее проницаемыми в вертикальном направлении, чем в горизонтальном (см. § 11). Если k_h и k_v являются, соответственно, коэффициентами фильтрации в горизонтальном и вертикальном направлениях, то потеря напора на единицу длины вертикальных участков линии просачивания приблизительно в k_h/k_v раз больше, чем для горизонтальных

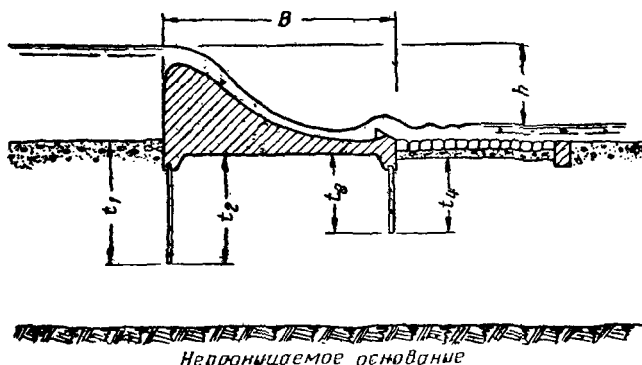


Рис. 203. Определение длины подземного контура (линии просачивания)

участков. Значение этого отношения колеблется между 2 или 3 и почти единицей в зависимости от особенностей напластования и величины изменений проницаемости в вертикальном направлении.

Чтобы учесть большую эффективность вертикальных участков линии контура, первоначальная методика была видоизменена введением предположения, что каждый горизонтальный участок линии просачивания по эффективности соответствует только одной трети вертикального участка такой же длины. В результате этого допущения было получено уравнение

$$C_w = \frac{\frac{1}{3} B + \sum t}{h_{er}}. \quad (59.2)$$

Значение C_w известно как приведенный показатель подземного контура. Поскольку уравнение (59.2) соответствует приблизительно отношению $k_h/k_v = 3$, ясно, что оно не учитывает широкой амплитуды значений, которые это отношение может иметь в полевых условиях.

Табл. 27 является выдержкой из списка безопасных значений C_w , полученных путем обработки данных о почти 280 фундаментах плотин, из которых 150 разрушились [59.1].

Таблица 27

Приведенный показатель подземного контура C_w
[уравнение (59.2)]

Песок очень мелкий или ил	8,5
Песок:	
мелкий	7
средний	6
крупный	5
Гравий:	
мелкий	4
средний	3,5
крупный, содержащий гальку	3
Валуны с некоторым содержанием гальки и гравия	2,5

(Заимствовано из Лэйна „Устойчивость против подмыва. Каменные плотины на грунтовом основании“, Trans. ASCE 100, 1935, стр. 1257).

Метод подземного контура, предложенный для решения этой проблемы, является чисто эмпирическим. Аналогично любому другому способу, основывающемуся исключительно на статистических данных, он приводит к проектированию с неизвестным коэффициентом запаса. Практика и опыт показали, что значения C_w [уравнение (59.2)] сильно отклоняются от среднего статистического значения для данного грунта. Значения C_w , приведенные в табл. 27, выражают максимальные, а не средние значения, и величины h_{cr} , полученные с помощью уравнения (59.2) и табл. 27, выражают наименьшие напоры, при которых когда-либо происходил подмыв. Поэтому широкая амплитуда колебаний значений C_w по сравнению со статистическим средним значением говорит о том, что, как правило, коэффициент запаса для плотин, спроектированных на основе уравнения (59.2) и табл. 27, является очень высоким. При этом коэффициент запаса для одних плотин может быть чрезмерным, для других может быть только лишь терпимым, причем совпадение нескольких неблагоприятных обстоятельств может даже привести к разрушению. Аналогичное положение было отмечено при рассмотрении динамических формул для свай (§ 30 и 56) и методов проектирования фундаментов на основании табличных значений допускаемого давления на грунт (§ 54). Такое положение требует теоретических и экспериментальных исследований, чтобы пополнить существующие чисто эмпирические данные.

Теоретическое определение коэффициента запаса в отношении подмыва основывается исключительно на теории подмыва при фильтрационном выпоре (§ 40). Чтобы проверить эту теорию, были проведены испытания, иллюстрируемые рис. 204 [59.2].

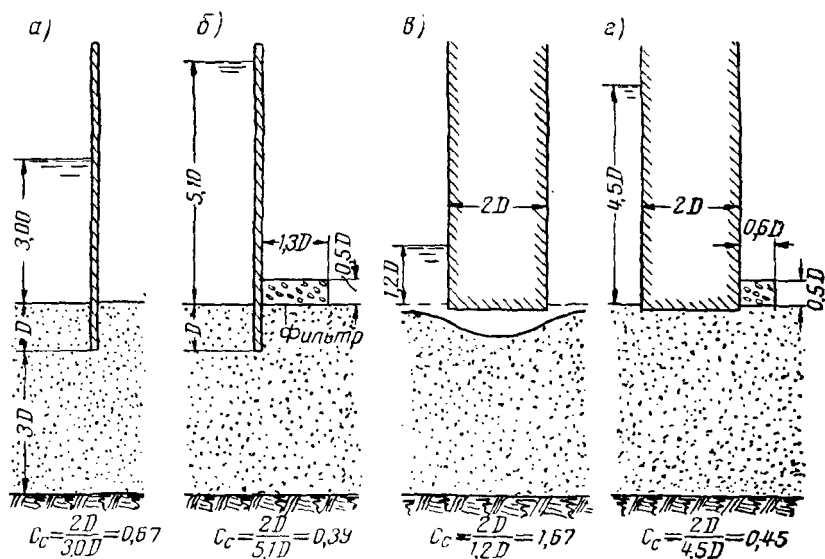


Рис. 204. Лабораторные опыты для определения критического напора при подмыве в различных условиях. Соответствующие значения показателя контура C_c указаны для каждого случая

Приведенный коэффициент подземного контура для мельчайшего песка, применявшегося в этих испытаниях, составлял $C_{c,7} = 7$.

Измеренные критические напоры h_c , при которых происходил подмыв, напоры h'_c , рассчитанные по теории подмыва, и напоры, найденные с помощью уравнения (59.2), приведены в табл. 28. Эта таблица показывает, что соответствие между значениями h_c , наблюдавшимися при испытаниях, и значениями, вычисленными в соответствии с теорией подмыва (§ 40), является весьма удовлетворительным, в то время как значения h_{cr} являются слишком низкими. Если поверхность, через которую выходит вода, покрыта тяжелым фильтром, как это имело место в опытах, приведенных на рис. 204, б и г, то проектирование на основании уравнения (59.2) было бы слишком расточительным. Однако было бы опасным основываться при проектировании основания плотины на результатах теории подмыва и на лабораторных испытаниях, не рассмотрев предварительно этот процесс с чисто эмпирической точки зрения.

Таблица 28

Сравнение между измеренными и вычисленными критическими напорами в опытах по р.с. 204

Характер опыта	Опыт а, без фильтра	Опыт б, с фильтром	Опыт в, без фильтра	Опыт г, с фильтром
h_c , наблюдаемое в опыте	3 D	5,1 D	1,2 D	4,5 D
h'_c теоретическое (§ 40)	2,9 D	4,8 D	1 D	4,6 D
h_{cr} , найденное по формуле (59.2)	0,3 D	0,3 D	0,14 D	0,14
Отношение h_c/h'_c	1	1,1	1,2	0,97
Отношение h_c/h_{cr}	10	17	8	32

Как теория, так и испытания приводят к выводу, что коэффициент запаса в отношении подмыва при фильтрационном выпоре практически не зависит от крупности зерен. Кроме того, условия, которые определяют коэффициент устойчивости против выпора, не зависят от времени. Следовательно, образование подмыва в результате выпора должно произойти во время первого наполнения водохранилища, либо оно не происходит вообще. Опыт строительства находится в поразительном противоречии с этими выводами. Во-первых, этот опыт не оставляет никаких сомнений в том, что размеры зерен оказывают значительное влияние на критический напор. Во-вторых, большая часть разрушений в результате подмыва произошла через несколько месяцев или даже лет после того, как пострадавшие плотины были сданы в эксплуатацию. Следовательно, большинство (если не все) разрушений плотин, вызванных подмывом, было обусловлено подземной эрозией, а не выпором. Частые разрушения в результате подземной эрозии, очевидно, объясняются тем, что пласты естественного грунта всегда являются более или менее неоднородными. Когда вода фильтрует через такие пласты, она следует по наиболее проницаемым зонам и выходит из грунта в форме ключей. Если расход ключа является достаточно большим, а условия способствуют подземной эрозии, то ключ может в результате пятидесяти размыва постепенно создать тоннель, растущий в направлении, обратном течению, и идущий вдоль линии максимального гидравлического градиента. Как только входной конец этого естественного тоннеля приблизится к дну водохранилища, вода врывается в тоннель и плотина разрушается в результате подмыва.

Тоннели, образующиеся в результате эрозии, должны сохранять ничем не поддерживаемый свод, что возможно только в грунтах, имеющих по крайней мере следы сцепления

(§ 33). Чем больше сцепление, тем шире пространство, которое может быть перекрыто грунтовым сводом. Сцепление грунтов, в общем, возрастает с уменьшением размеров частиц. Поэтому угроза разрушения в результате подмыва вследствие подземной эрозии возрастает с уменьшением размеров частиц грунта, и соответствующее значение показателя контура тоже возрастает. Напор, требующийся для того, чтобы вызвать разрушение плотины от подземной эрозии, может быть значительно меньшим, чем критический напор подмыва при выпоре. Поэтому фундаменты плотины невозможно надежно спроектировать на основании теории подмыва при фильтрационном выпоре (§ 40), если возможность разрушения от подземной эрозии не исключена путем покрытия всех площадей, где могут появиться ключи, обратными фильтрами (§ 11). Проектирование таких фильтров требует детального знания всех обстоятельств, сопровождающих подземную эрозию в натуральных условиях.

Подземная эрозия

Разрушение плотин в результате подмыва является обычно настолько полным, что только в редких случаях можно восстановить всю картину катастрофы. Однако подземная эрозия может быть вызвана также неосторожной откачкой воды из открытых зумпфов или естественными процессами, как например, выпуск жил грунтовой воды в результате эрозии берегов реки. Такое явление обычно оставляет следы, доступные для открытого осмотра. Именно они являются основными источниками наших представлений о подземной эрозии. Ниже приводятся выдержки из описаний соответствующих наблюдений.

Рис. 205 воспроизводит поперечный разрез по слегка наклонному поверхностному пласту гравия, который залегает на мощном пласте очень мелкого однородного рыхлого песка. В точке А был вырыт котлован для фундамента новой машины. Хотя этот котлован был окружен шпунтовыми сваями,

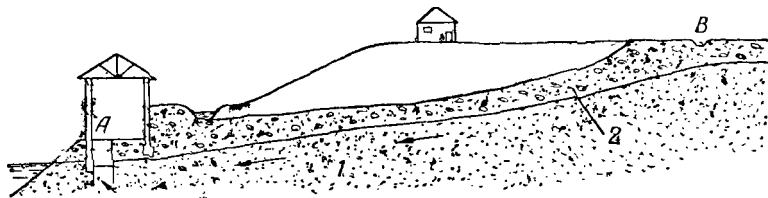


Рис. 205. Подземная эрозия, вызванная откачкой смеси песка и воды из котлована А

1 — мелкий песок; 2 — гравий, слегка сцементированный каменной пылью и глиной

забитыми на значительную глубину ниже отметки на котловане, насос все же откачивал вместе с водой и песок. Количество удаленного песка значительно превышало объем котлована. Прежде чем была достигнута окончательная отметка, здание рухнуло. В то же время в точке *В* образовался провал глубиной 90 см и диаметром 6 м на расстоянии в 90 м от котлована. Между *А* и *В* поверхность земли оставалась неповрежденной. Следовательно, провал можно объяснить только выносом грунта из относительно узкой подземной промоины. Вероятнее всего, что эта промоина находилась непосредственно под слоем гравия, потому что слабо сцементированный гравий мог образовать потолок тоннеля размыва.

В Рейнской области в течение 13 лет производилась откачка воды из колодца в песке. Дно колодца находилось на 4,8—6 м ниже первоначального зеркала воды. За это время три ключа, изливавшиеся в колодец, в результате пятащейся эрозии размывли тоннели в песке со слабым сцеплением. Каждый тоннель заканчивался правильной воронкой на поверхности земли. Самый большой тоннель был от 0,9 до 1,8 м шириной, и его длина достигала 51 м при среднем уклоне только в 6%. Воронка у конца этого тоннеля имела 2,4 м глубины и 10,5 м в диаметре.

В другом случае был разработан котлован для сооружения сточного коллектора. Котлован прорезал довольно жесткую глину и вошел в мелкий песок, который осушался путем откачки из зумпфа. В процессе откачки узкая полоса на поверхности земли осела примерно на 30 см. Процесс размыва начался у зумпфа и распространился примерно на расстояние 180 м. Ширина промоины возрастала от нескольких десятков сантиметров у зумпфа до 3 м и более у противоположного конца.

Примеры подземной эрозии, обусловленной естественными причинами, также не являются необычными. На восточном берегу реки Миссисипи недалеко от Мемфиса наблюдался крупный провал после паводка в 1927 г. В этом месте берег реки имеет крутой обрыв высотой около 30 м. Внезапно началась просадка полосы на вершине обрыва примерно в 210 м длиной и 30 м шириной с интенсивностью 30 см в час. Мостовая, которая покрывала поверхность земли, оставалась горизонтальной и почти целой примерно в течение 30 час. На протяжении последующих 2 месяцев просадка возросла примерно до 18 м, и осевшая поверхность обрушилась, как это показано на рис. 206. Воронкообразный провал был вызван обрушением кровли над входным участком подземного тоннеля, образовавшегося в песке [59.3].

Хотя явления подмыва, описанные выше, происходили в самых разнообразных грунтовых формациях, все они имели одну общую важную характеристику. Обрушение потолка тон-

неля всегда происходило на большом расстоянии от выходного отверстия. Этот факт указывает на то, что эрозионное действие ключа возрастает по мере увеличения длины тоннеля.

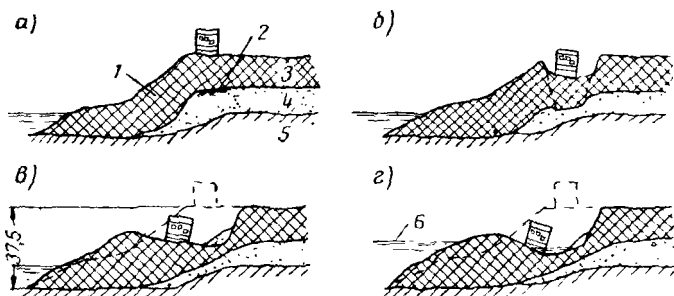


Рис. 206. Оседание большого масштаба, вызванное подземной эрозией

а — начало эрозии; б, в, г — оседание через 24 часа, через 2 месяца и через год, соответственно; 1 — глина, нарушенная старыми подвижками; 2 — пустоты; 3 — жесткая глина; 4 — песок; 5 — глина; 6 — максимальный паводок

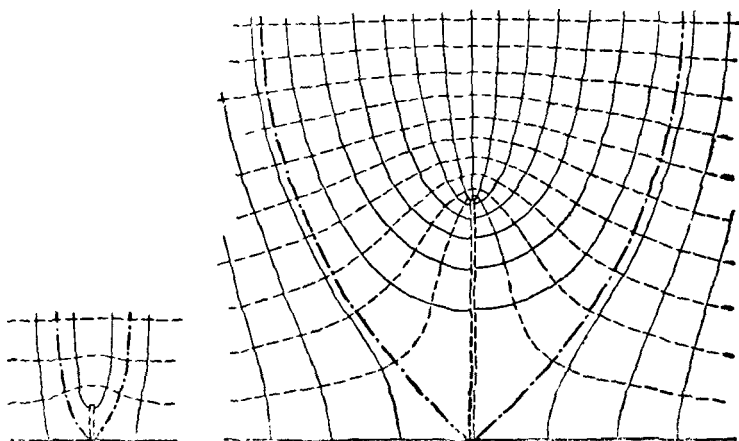


Рис. 207. Сетки течения, иллюстрирующие увеличение площади питания ключа, по мере увеличения длины тоннеля, образовавшегося в результате эрозии

ля. Причина этого иллюстрируется сетками течения на рис. 207. Тонкие пунктирные кривые означают эквипотенциальные линии, или контурные линии зеркала воды, в то время как сплошные кривые означают линии тока. Линии из штрихов и

точек означают границу области питания. С увеличением длины тоннеля число расходящихся линий тока возрастает. Таким образом, расход ключа становится большим и интенсивность эрозии увеличивается.

Прогрессирующая подземная эрозия, начинающаяся у выхода ключей вблизи от низового края подошвы плотины, движется, как это показано на рис. 207, вдоль линий, идущих к водохранилищу. Тот факт, что ключи часто встречаются в нижнем бьефе, известен каждому, кто имеет опыт плотиностроения. Если ключ является достаточно мощным, чтобы вызвать эрозию, то эта эрозия почти наверняка станет с течением времени более серьезной, потому что расход каждого ключа возрастает с увеличением длины промытого тоннеля (рис. 207). Наконец, плотина разрушится в результате подмыва.

Средства предотвращения подмыва

Средства для предотвращения подмыва различны в зависимости от ответственности сооружения.

Проектирование коротких и низких плотин является стандартным, так как такие сооружения не столь ответственны, чтобы можно было оправдать тщательные предварительные изыскания. Плотины этой категории защищаются от подмыва путем проектирования в соответствии с методикой подземного контура по формуле (59.2). Плотина, спроектированная на основании формулы (59.2), будет надежной, если недостаткам в проекте или строительстве не сопутствуют исключительно неблагоприятные свойства основания. Осторожность требует, чтобы в дополнение к формуле (59.2) избежалась ненужная концентрация линий тока под незащищенной площадью со стороны нижнего бьефа плотины. Последствия пренебрежения этим основным требованием иллюстрируются рис. 208, а, который воспроизводит разрез по плотине на оз. Гаузер в штате Монтана. Основание состояло из гравия толщиной 19,6 м. Давление воды воспринималось железобетонной плитой, опирающейся на стальную конструкцию, покоившуюся на широких опорах. Наличие этих опор вызывало местную концентрацию линий тока, как это показано на чертеже. Плотина разрушилась в 1908 г., через год после первого наполнения. Поскольку она разрушилась не сразу после постройки, то причиной этого была, несомненно, подземная эрозия. Второй пример — плотина на реке Эльва в штате Вашингтон (рис. 208, б). Сооружение опиралось на правый и крупный песок, залегавшие на скале. Во время наполнения водохранилища возникли большие ключи у края подошвы плотины со стороны нижнего бьефа. Чтобы уменьшить приток, был забит ряд шпунтовых свай на глубину от 9 до 12 м на расстоянии 2,4 м

от края подошвы. Это препятствие вызвало концентрацию линий тока, как это показано на чертеже, и в результате произошел подземный размыв. Плотина разрушилась, прежде чем стена из шпунтовых свай была закончена.

Стандартное проектирование на основе уравнения (59.2) будет надежным при условии, если проводятся самые элементарные предохранительные мероприятия, чтобы избежать местной концентрации линий тока. Однако, когда эти меро-

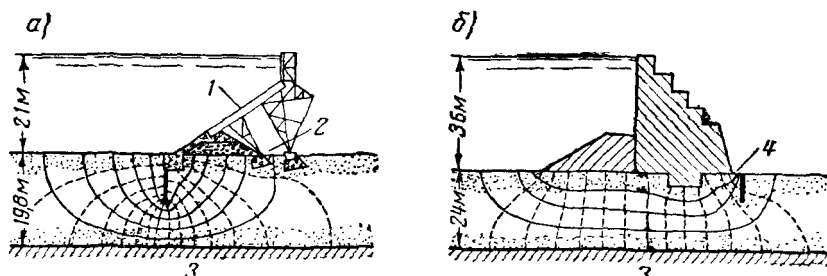


Рис. 208. Сетки течения, показывающие сгущение линий тока, вызвавшее разрушение от подмыва двух плотин

1 — стальные щиты; 2 — сосредоточение линий тока; 3 — непроницаемое основание; 4 — сосредоточение линий тока благодаря шпунтовой стенке

приятия проводятся при строительстве больших плотин, они, безусловно, будут неэкономичными. Чтобы отказаться от стандартного метода проектирования, необходимо прежде всего провести детальное исследование грунта, включая составление фильтрационных профилей, как это указано на рис. 201,а. Эти профили снабжают нас данными, необходимыми для установления рабочей гипотезы относительно характера фильтрации из водохранилища. Все те площади, где может произойти подземная эрозия, должны быть покрыты многослойными обратными фильтрами. Наличие фильтров предотвращает возможность зарождения эрозии во всех точках защищенной площади и увеличивает критический напор от значения, соответствующего эрозии, до гораздо большего значения, при котором может произойти разрушение в результате выпора. Правила проектирования фильтров даны в § 11.

Расчет фильтрации всегда должен основываться на упрощающих допущениях относительно фильтрационного профиля грунта, и разница между предсказанным и действительным фильтрационным потоком может быть очень большой, независимо от тщательности, с которой грунт был исследован. Поэтому необходимо установить с помощью наблюдательных скважин, соответствуют ли друг другу теоретический и действительный фильтрационные потоки и в какой степени. Если наблюдения вскроют сильный фильтрационный поток по

направлению к незащищенным площадям, то эти площади также должны быть покрыты фильтрами, либо поток должен быть направлен в фильтровые колодцы или в дренажные тоннели. Опыт показал, что условия фильтрационного давления в основаниях водохранилищных плотин могут постепенно изменяться в течение многих лет после окончания строительства [59.4]. Следовательно, проверку этих условий необходимо продолжать, пока влияние колебаний уровня воды в водохранилище не станет обратимым.

Примеры защиты с помощью фильтров

Плотина из каменной наброски (рис. 199, а) залегает на пласте песка и цементированного песка с эрратическим фильтрационным профилем. Только средняя часть стенки зуба доходила до непроницаемого основания и подпертая вода могла проникать в основание плотины под более мелкими боковыми частями зуба. Поэтому ключи могли возникнуть почти в любой точке основания. По окончании строительства основание плотины, как правило, является недоступным, и подземная эрозия может происходить, не будучи замеченной. Чтобы исключить эту опасность, все основание плотины, за исключением обоих концов, было покрыто обратным фильтром, который занимает площадь примерно 37 000 м². Вода, которая поступает в фильтр, собирается дренажными трубами большого диаметра с открытыми стыками, причем эти трубы сбрасывают воду в открытый дренажный ров, расположенный непосредственно за подошвой каменной наброски. Грунтовые условия таковы, что закупорка фильтра почти исключена. Но даже если бы она произошла, это не имело бы серьезных практических последствий, потому что единственная функция фильтра состоит в том, чтобы помешать частицам грунта быть вымытыми в промежутки между камнями наброски. Даже полностью закупоренный фильтр обычно отвечает этой цели. Любой ключ, который может образоваться позднее за пределами защищенной площади, окажется за пределами площади, занятой каменной наброской. Его будет легко заметить, и глубинную эрозию, вызываемую ключом, можно легко остановить с помощью укладки фильтра, когда эрозия находится еще в начальной стадии.

Подмыв под каменными плотинами, вероятно, начинается как раз у края подошвы со стороны нижнего бьефа (рис. 208, б). Следовательно, этот участок должен быть защищен. Однако, если плотина принадлежит к типу водосливных, то твердый материал, увлекаемый паводками, может закупорить фильтр. В таких случаях, возможно, следует отдавать предпочтение устройству фильтра под средней частью плотины,

как это показано на рис. 209. Эта плотина залегает на мелком песке, содержащем немного ила, а также полосы и прослойки из гравия. Фильтрационная вода поступает из фильтра в дренажную трубу, которая расположена в бетоне, и сбрасывается в нижний бьеф. В соответствии с табл. 27 плотина на таком грунте должна иметь взвешенный показатель подземного контура, равный по меньшей мере 6 или 7. Показатель для построенной плотины составляет только 4. Все же, несмотря

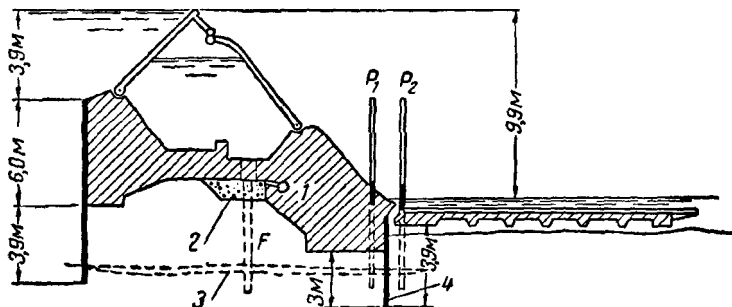


Рис. 209. Водосливная плотина с обратным фильтром под телом плотины

1 — дренаж; 2 — обратный фильтр; 3 — линзы пылеватого грунта; 4 — шпунтовые сваи

на низкий показатель, плотина удовлетворяет всем нормативным требованиям безопасности, так как обратный фильтр, показанный на схеме, исключает возможность разрушения, обусловленного подземной эрозией.

Рис. 209 также демонстрирует необходимость наблюдения за пьезометрическими уровнями по крайней мере в период первого наполнения водохранилища. Проект фильтра, показанного на рис. 209, и определение коэффициента запаса плотины против подмыва основывались на допущении, что грунт является более или менее однородным. Казалось, что это допущение оправдывается на основе результатов разведочного бурения. Однако песок, по-видимому, содержал некоторое количество незамеченных тонких прослоек ила или глины. Прерывающиеся прослойки этого типа являются безвредными, но если хотя бы одна из них непрерывна по всей площади между верхним и нижним рядами шпунтовых свай, как это указано пунктирными линиями на рис. 209, то это может иметь два очень вредных последствия. Она, во-первых, значительно уменьшает действительную длину подземного контура и, во-вторых, мешает фильтрационному потоку двигаться к дренажу. Поэтому необходимо снабдить бетонный пол, расположенный над дренажем, закрывающимися отверстиями и в

течение первого наполнения водохранилища наблюдать за уровнем воды в пьезометрических трубках (P_1 , P_2). Если уровень воды в этих трубках остается близким к уровню воды в нижнем бьефе, то можно считать, что дренаж выполняет свое назначение. С другой стороны, если этот уровень заметно поднимается, когда уровень в водохранилище растет, то эффективность дренажа сомнительна, и необходимо прорезать проницаемый грунт, расположенный ниже шпунтовых свай, с помощью фильтровых скважин F . Мало вероятно, что такая необходимость действительно будет иметь место. Однако разрушения, обусловленные подмывом, возникают неожиданно, и безопасность требует исключения даже отдаленной возможности разрушения.

ЛИТЕРАТУРА

59.1. E. W. Lane, Security from under-seepage masonry dams on earth foundations, „Trans. ASCE“, vol. 100, 1935, стр. 1235—1351.

Обработка данных для метода подземного контура. Приложение содержит поперечные сечения плотин, упоминаемых в статье, и библиографию разрушений плотин от подмыва.

59.2. K. Terzaghi, Effect of minor geologic details on the safety of dams, Bull. AIME, Tech. Pub. 215, 1929, class. I, Mining geology“, № 26, стр. 31—46.

Описание модельных исследований, демонстрирующих разрушение от выпора, и анализ влияния деталей напластования грунтов на коэффициент запаса.

59.3. K. Terzaghi, Underground erosion and the Corpus Christi dam failure, Eng. News-Record, vol. 107, 1931, стр 90—92.

Подмыв при подземной эрозии.

59.4. J. Hinds, Upward pressures under dams, „Trans. ASCE“, vol. 93, 1929, pp. 1527—1582.

Результаты измерений напоров в основании нескольких плотин в США.

ГЛАВА X

ОСАДКИ, ВЫЗВАННЫЕ ОСОБЫМИ ПРИЧИНАМИ

§ 60. ОСАДКИ, ВЫЗВАННЫЕ ПРОИЗВОДСТВОМ СТРОИТЕЛЬНЫХ РАБОТ

Особые причины осадок

В главе IX мы рассматривали осадки зданий и других сооружений под влиянием собственного веса. Хотя этот вид осадок является самым распространенным, однако и другие виды достаточно важны, чтобы заслуживать внимания. Сюда входят осадки, вызванные увеличением нагрузки на окружающий грунт, разработкой котлованов по соседству, понижением уровня грунтовой воды и вибрациями. В этом параграфе мы рассмотрим только два первых вида осадок.

Осадки, вызванные увеличением нагрузки на окружающий грунт

Загрузка какой-либо части поверхности земли заставляет при любом типе грунта соседние участки поверхности принимать наклонное положение (рис. 210, а). Расстояние, в пределах которого наклон может иметь какое-либо практическое значение, зависит, однако, от грунтового профиля, так же как и от размеров нагруженной площади. Если в основание входит мягкая глина, то величина и распределение осадок могут быть приблизительно найдены на основании результатов испытания грунта. Если основание состоит из песка, то осадку невозможно рассчитать, и прогноз может основываться только на данных наблюдений в аналогичных случаях.

Если сплошные фундаментные плиты на песке проектируются в соответствии с правилами, содержащимися в муниципальных нормах, то плиты, очевидно, осядут примерно на 5 см. В исключительных случаях они могут дать даже большую осадку (см. § 55). Поскольку наибольшая часть этой осадки происходит во время строительства, само сооружение не будет повреждено, если оно не является слишком чувствительным к осадкам. Однако наклон соседней поверхности земли по направлению к нагруженной площади может быть

достаточно большим, чтобы повредить находящиеся рядом сооружения [60.1]. В Нью-Йорке, например, 20-этажное здание было воздвигнуто на участке между двумя 7-этажными зданиями, которые опирались на отложение из мелкого

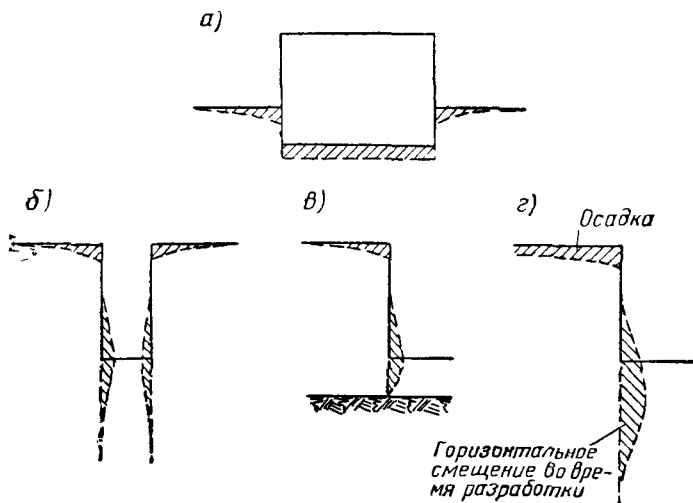


Рис. 210. Осадка поверхности грунта рядом с площадками, на которых производятся строительные работы

а — осадка, вызванная весом сооружения; *б* — осадка, вызванная горизонтальным выжиманием глины в откосах узкого и глубокого котлована; *в* — то же, в случае широкого и глубокого котлована, когда под глиной залегает более жесткий грунт; *г* — осадка при горизонтальном выжимании грунта в откосы и дно широкого и глубокого котлована в мягкой глине большой мощности

песка. Новое здание залегало на сплошной плите на глубине 6 м от поверхности земли. Давление на грунт составляло 2 кг/см^2 сверх веса удаленного грунта. Поскольку само здание осело только на 4,6 см и эта осадка была довольно равномерной, оно не получило никакого ущерба. Однако соседние здания были повреждены, получили трещины сдвига и деформации дверных и оконных рам.

Если основание состоит из мягкой глины, то влияние веса нового здания на соседние может быть значительно большим, хотя и не обязательно более опасным. В Стамбуле высокое здание было воздвигнуто на площадке, отделенной от соседнего здания такой же высоты только узким проходом. Это новое здание вызвало такой большой наклон старого, что карнизы этих сооружений соприкоснулись друг с другом. Однако ни одно здание не было повреждено.

Осадки, обусловленные разработкой котлованов

Прогноз осадок за счет экскавации. Осадка, обусловленная разработкой котлованов, зависит при прочих равных условиях в значительной степени от типа крепления и от тщательности, с которой крепление установлено. Поэтому величину осадки нельзя рассчитать заранее. Прогноз может основываться только на надежных и хорошо документированных наблюдениях за подобными случаями.

Самые обычные виды крупных земляных работ — это устройство открытых котлованов, в которых могут быть построены целые сооружения или подвальные этажи, и проходка отдельных шахт для глубоких опор. Тоннели составляют третий тип, однако они выходят за рамки этой книги.

Котлованы в песке. Даже в том случае, если поверхность земли рядом с котлованом в песке несет мелко заложенные и сильно нагруженные фундаменты, осадки, вызванные земляными работами, не выходят за пределы расстояния, равного глубине котлована. Если соседняя поверхность не несет

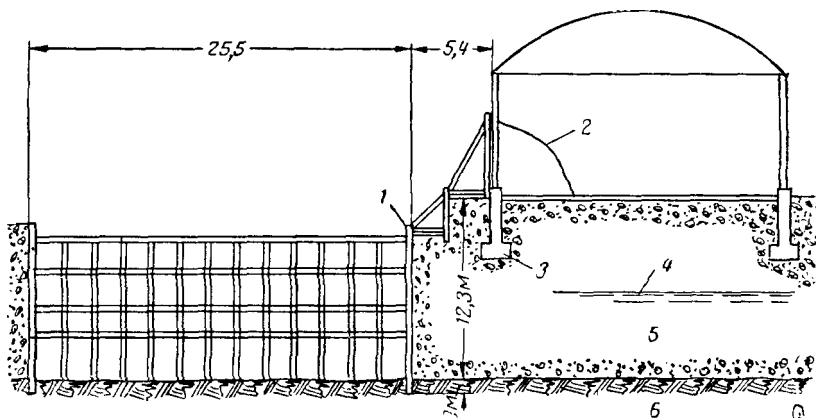


Рис. 211. Разрез по котловану в гравии, показывающий схему крепления и повреждение соседнего сооружения, вызванное осадкой

1 — шпунтовые сваи зетового сечения длиной 14,4 м; 2 — трещина шириной от 25 до 38 мм; 3 — осадка от 25 до 53 мм; 4 — уровень грунтовой воды; 5 — гравий; 6 — жесткая голубая глина

никакой нагрузки, то ее осадки не выходят за половину этого расстояния. Если котлован крепится надлежащим образом, то максимальная осадка, по-видимому, не превышает примерно 0,5% от глубины разработки. Однако даже эта величина может быть достаточной, чтобы вызвать повреждения, как это показано на рис. 211. Котлован, вызвавший осадку, был пройден в водоносном гравии. Крепление было тщательно установлено по схеме, показанной на рис. 147, в, и шпунтовые

сваи были забиты через гравий в слой жесткой глины. Это сделало ненужной откачку воды. Тем не менее фундаменты соседнего здания осели на 2,5—5 см и в стенах образовались трещины, как это показано на рис. 211. Часть осадки произошла во время забивки шпунтовых свай.

Котлованы в мягкой глине. Когда разрабатывается котлован в мягкой глине, грунт, расположенный у откосов котлована, действует как пригрузка, выдавливая глину под собой в горизонтальном направлении к котловану, дно которого выпучивается. Вследствие этого смещения поверхность грунта, расположенная выше выжимаемой глины, оседает. Дополнительное горизонтальное перемещение происходит в грунте откосов выше дна котлована за промежуток времени между экскавацией и установкой крепления. Размеры этих горизонтальных подвижек и соответствующих осадок зависят прежде всего от соотношения между шириной и глубиной котлована, от способа строительства и от мощности пласта мягкой глины под дном котлована.

Если котлован очень узкий (рис. 210, б), или если его дно расположено близко к поверхности твердого пласта (рис. 210, в), то горизонтальное смещение распространяется только на короткое расстояние от стенок котлована. Поэтому осадка поверхности земли ограничивается относительно узкими поясами, расположенными вдоль стенок котлована. Ширина этих поясов не превышает глубины последнего. За пределами этого расстояния осадки неощутимы. При тщательном креплении горизонтальное смещение глины можно удержать в пределах 0,5% от глубины котлована, и максимальная осадка поверхности будет иметь величину того же порядка. Значительно большие осадки обычно обуславливаются плохой работой.

В одном случае деформации грунта, вызвавшие осадки поверхности, расположенной рядом с широким котлованом в относительно тонком пласте мягкой глины (рис. 210, в), были измерены [60.2]. Мягкая глина подстилалась умеренно жесткой глиной на глубине около 4,2 м от дна котлована. Стенки последнего поддерживались шпунтовыми сваями, которые были забиты через мягкую глину в жесткий пласт, прежде чем была начата экскавация. Кривые с левой стороны (рис. 212) показывают последовательное положение шпунтовой стенки по датам. С правой стороны указаны даты установки распорок. Пунктирные линии указывают соответствующее положение дна котлована. Кривые показывают, что горизонтальное перемещение распространилось до основания мягкого слоя глины почти в самом начале разработки. Поскольку шпунтовые сваи проникли в жесткую глину, величина смещения во внутрь их нижних участков уменьшалась по направлению к концам свай. Вследствие этого выпучивание дна не было значительным, и небольшой тоннель, показанный на

чертеже, поднялся только на 2,5 см. Исключительно большое смещение креплений на глубине 3 м от поверхности было вызвано задержкой в установке верхней распорки, иначе это не произошло бы. На расстоянии от края котлована, равном его окончательной глубине, осадка достигла 18 мм, но ее можно было наблюдать на расстоянии до 26 м.

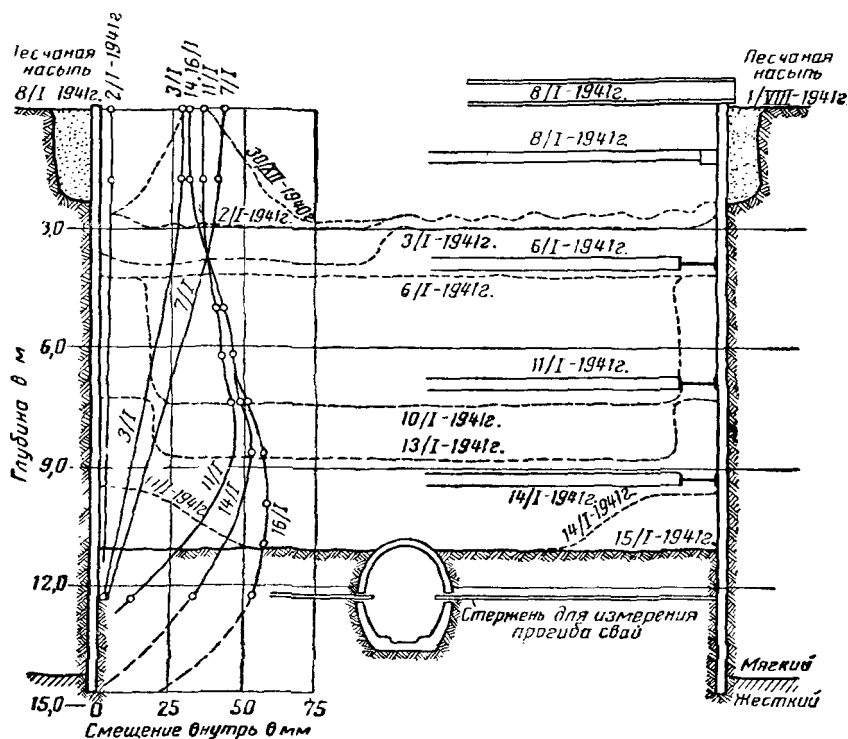


Рис. 212. Результаты измерений горизонтального перемещения шпунтовых свай по стенкам котлована в мягкой глине, подстилаемой на небольшой глубине жесткой глиной

Если котлован широкий, а мягкая глина ниже его дна имеет значительную мощность, то смещение в горизонтальном направлении охватывает широкий и глубокий массив глины (рис. 210, г). Соответствующая осадка может захватывать расстояние значительно большее, чем глубина котлована. Как только глубина котлована превысит примерно половину критической высоты глины (§ 24), осадка начинает быстро возрастать и распространяется на большое расстояние от края котлована независимо от тщательности, с которой крепятся стенки. Когда глубина делается равной критической высоте,

разрушение основания становится неизбежным, и дно котлована выпирается (см. § 31).

Котлован в ленточной глине глубиной 6 м был расположен на расстоянии 9 м от здания (рис. 213, а). Несмотря на очень тщательное крепление, стены здания дали трещины. Котлован,

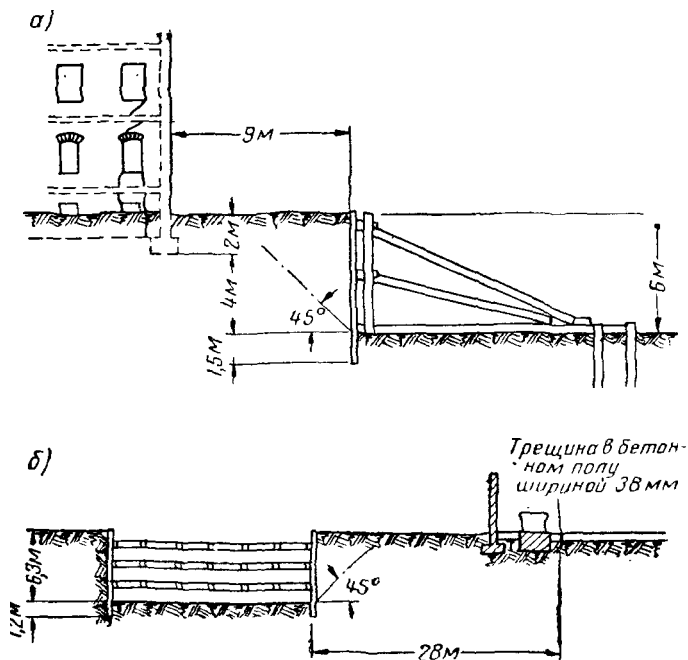


Рис. 213. Разрез по широкому котловану в мягкой глине большой мощности. Повреждение соседнего сооружения, вызванное осадкой, видно по трещинам в кирпичных стенах

показанный на рис. 213, б, был разработан в очень мягкой глине с прослойками песка и ила. Грунтовый профиль показан на рис. 134. Шпунтовые стенки были забиты вокруг котлована до глубины на 1,2 м ниже дна котлована. Когда производились работы, в бетонном полу на расстоянии 21 м от котлована появились трещины. В этом случае осадку можно было бы несколько уменьшить, но не предотвратить, путем увеличения глубины забивки шпунтовых свай примерно до 4,5 м.

Шахты или опускные колодцы в мягкой глине

Во время проходки шахты или опускания колодца в мягкую глину дно выработки выпучивается. Кроме того, если нижняя часть стен шахты не крепится, как это имеет место при чикагском методе (рис. 196, е), то горизонтальное вы-

жимание может быть весьма значительным. В результате объем вынутого грунта будет большим, чем объем шахты или колодца. Эту разницу называют выпуском грунта. Выпуск грунта всегда сопровождается осадкой поверхности земли.

Физические процессы, связанные с горизонтальным выжи-манием, представлены на рис. 214, б, на котором показан

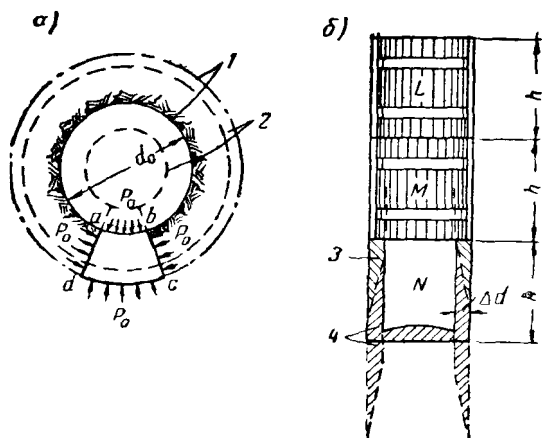


Рис. 214

a — причина выпуска грунта во время разработки по чикагскому методу; *б* — грунт, выпущенный при разработке; *1* — первоначальное положение; *2* — конечное положение; *3* — смещение во время разработки участка *M*; *4* — смещение во время разработки участка *N*

вертикальный разрез шахты, которая проходится по чикагскому методу. Установке каждого нового комплекта обшивки высотой h предшествует разработка до глубины h от нижнего края закрепленного участка. На рис. 214, *a* приведено горизонтальное сечение по незакрепленной части шахты. До экскавации цилиндрическая поверхность с диаметром d_0 находится под воздействием радиального давления p_0 . Экскавация уменьшает это давление до нуля, вследствие чего цилиндрический слой глины, окружающей шахту, подвергается действию неуравновешенного внешнего радиального давления. Это давление уменьшает внутренний диаметр цилиндра, и глина смещается внутрь шахты, как это показывают заштрихованные площади вдоль стенок шахты на рис. 214, *б*. Вследствие сжатия каждый элемент $abcd$, имеющий форму клина (рис. 214, *a*), сжимается по окружности и вытягивается по радиусу. По аналогичным причинам выпучивается дно шахты, как это показано на рис. 214, *б*. Вся заштрихованная площадь

обозначает грунт, выпущенный во время разработки одной секции. Полный объем выпуска грунта приблизительно равен всей площади стенок шахты, умноженной на ширину Δd выжатого слоя грунта (рис. 214,б). Этот выпуск вызывает осадку поверхности земли, окружающей верхнюю часть шахты.

Когда проходится одна шахта, то влияние выпуска грунта, возможно, не будет заметным на поверхности земли. Однако, если сооружается много шахт близко друг от друга, то осадки накапливаются и воздействуют на всю прилегающую территорию. Подобное явление имело место на строительстве, показанном на рис. 215. На участке размерами 57 на 45 м было пройдено 120 шахт с диаметрами в пределах от 1,5 до 2,4 м через мягкую ледниковую глину до ортштейна. Проходка шахт потребовала 3 месяцев и сопровождалась удалением 12 800 м³ глины. Непосредственно после того, как началась разработка, площадь, окружающая участок, начала оседать и, наконец, приняла положение, указанное на рис. 215,б. Соседние здания пришлось укреплять временными подкосами и подводкой фундаментов, чтобы поддержать их на первоначальном уровне. Рис. 215,в показывает ход разработки шахт с течением времени, а также соответствующие осадки двух марок P_1 и P_2 , находившихся, соответственно, на середине длины боковой стороны и в углу участка. Сходство между этими кривыми очень ясно показывает, что осадка была обусловлена, главным образом, выпуском грунта при проходке шахт.

Существуют различные меры для уменьшения осадок при проходке шахт для опор в мягкой глине. Приведенные ниже способы перечислены приблизительно в порядке возрастающей эффективности и стоимости.

а) Применение шпунтовых свай или цилиндрических облочеч, которые закрепляют рабочую поверхность стенок шахты до удаления грунта. Один из таких методов показан на рис. 196,д.

б) Применение метода тяжелой жидкости. В соответствии с этим методом в грунте пробуривается большая скважина при помощи вращающегося бура большого диаметра. Эта скважина не обсаживается, но поддерживается наполненной жидкой массой (грязевым раствором), образовавшимся в процессе бурения. Таким образом, стремлению боковых стенок сжаться противодействует давление жидкой массы, более тяжелой, чем вода, так как она содержит глину во взвешенном состоянии. После того как скважина пробурена, в нее вводят легкую стальную оболочку, которая служит креплением, жидкую массу откачивают, дно скважины зачищают и обследуют. После этого укладывают бетон, а оболочку удаляют по мере того, как уровень бетона поднимается.

в) Применение сжатого воздуха. Поскольку давление воздуха компенсирует лишь давление воды в уровне плоскости забоя, некоторый выпуск грунта неизбежен. Однако осадка

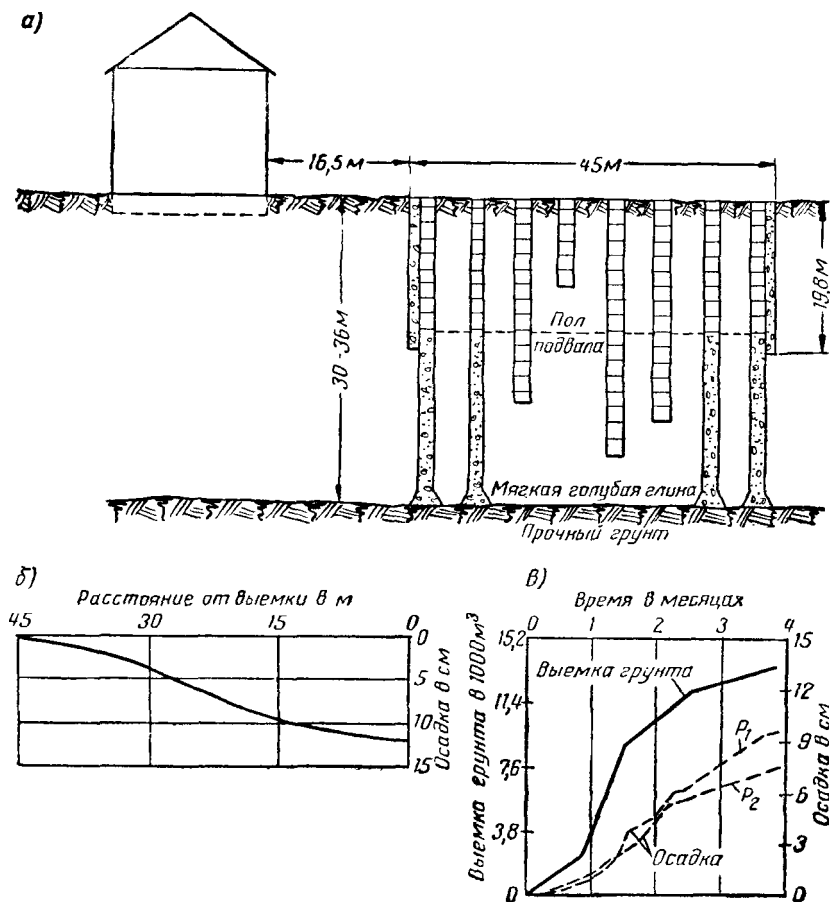


Рис. 215

а — разрез по фундаменту сооружения во время устройства столбчатых фундаментов чикагским методом; б — соотношение между осадкой поверхности земли и расстоянием от края площадки; в — соотношение между количеством грунта, удаленного из шахт, осадкой поверхности земли и временем

уменьшается до небольшой доли от осадки, сопровождающей чикагский метод (рис. 196).

г) Применение тяжелых стальных оболочек, забитых до проектной отметки и оставляемых в грунте. После того как оболочка забита, грунт удаляют грейфером или с помощью

воздушной или гидравлической эжекции. Затем оболочку очищают подходящими инструментами, например, механическими щетками, и заполняют бетоном. Этот метод часто успешно применяется для сооружения цилиндрических опор в очень мягких грунтах. Возможно, что он является более дешевым, чем кессонный метод.

Практическая ценность наблюдений за осадками в процессе экскавации

Приведенный выше обзор различных причин осадок поверхности, окружающей котлован, не оставляет никаких сомнений в том, что некоторая величина осадки неизбежна. Например, нельзя ничего сделать, чтобы предотвратить осадку, обусловленную горизонтальным выжиманием грунта в зону выпучивания ниже дна котлована. Точно так же невозможно предотвратить горизонтальное расширение грунта в откосах котлована или шахты во время работы от уровня данного ряда крепления до следующего. Однако в отличие от выпучивания дна величина бокового выпучивания откосов в значительной степени зависит от вертикального расстояния между распорками, от скорости проходки и от различных деталей способа производства работ. Следовательно, соответствующая осадка может быть значительно уменьшена надлежащими изменениями в этих способах.

На данном строительстве надежные сведения относительно значения горизонтального смещения ниже и выше дна котлована могут быть получены только в результате измерения осадок и систематической регистрации всех обстоятельств, которые могли бы оказать на них влияние. В литературе [60.2], [60.3] и [60.4] описываются результаты таких исследований. На основании подобных наблюдений инженер в состоянии решить, может ли быть осадка существенно уменьшена практически осуществимыми изменениями способа производства работ. Кроме того, собранные материалы окажут большую помощь при проектировании организации строительных работ для других объектов в аналогичных грунтах и для прогноза влияний разработки котлованов на сооружения, расположенные поблизости от них.

ЛИТЕРАТУРА

60.1. K. Terzaghi, Settlement of structures in Europe and methods of observation, „Trans. ASCE,” vol. 103, 1938, paper 2008, стр. 1432—1448.

Влияние заполнения баков для горючего на осадку соседних баков.

60.2. R. B. Peck, Earth-pressure measurements in open cuts, Chicago subway, „Trans. ASCE,” vol. 108, 1943, paper 2200, стр. 1008—1036.

Данные об осадках, вызванных разработкой котлованов в мягкой глине.

60.3. K. Terzaghi, Linerplate tunnels on the Chicago subway, „Trans. ASCE“, vol. 108, 1943, стр. 970—1007.

Данные об осадках, вызванных проходкой тоннелей в мягкой глине.

60.4. K. Terzaghi, Shield tunnels of the Chicago subway, „J. Boston Soc. Civil Engrs“, vol. 29, 1942, стр. 163—210.

Выпучивание и осадки при разработке котлована в мягкой глине.

§ 61. ОСАДКИ, ВЫЗВАННЫЕ ПОНИЖЕНИЕМ УРОВНЯ ГРУНТОВЫХ ВОД

Причины осадок

Во всех случаях, когда необходимо вырыть большой котлован ниже уровня грунтовой воды, любой метод проходки, кроме землечерпания и опускания кессона, требует, чтобы уровень воды был временно понижен откачкой (§ 47).

В результате понижения уровня воды эффективная нагрузка на грунт возрастает на величину, равную разнице между весом осушенного грунта (скелет+вода) и взвешенным весом скелета всей массы грунта, расположенного между первоначальным и пониженным зеркалом воды. Увеличение эффективного бытового давления вызывает дополнительное сжатие. Это в свою очередь вызывает осадку, которая приблизительно пропорциональна понижению пьезометрического уровня в данной точке. При данном понижении осадка зависит от сжимаемости грунта.

Влияние понижения уровня воды в песчаных пластах

Откачка воды из песка, который не содержит слоев глины, увеличивает эффективное давление, но осадка при этом остается обычно незначительной, если только песок не является очень рыхлым. Однако, если уровень воды поднимается и понижается периодически, то осадка может стать значительной, так как каждое временное повышение эффективного давления в какой-то мере увеличивает осадку. Этот факт можно продемонстрировать с помощью лабораторных испытаний ограниченного в горизонтальном направлении песка.

Величина приращения осадки уменьшается с увеличением числа циклов загрузки и приближается к нулю, но конечная суммарная осадка во много раз больше, чем осадка, вызванная первым циклом. Чем рыхлее песок, тем эта осадка больше.

Во время строительства колебания пониженного уровня воды являются обычно незначительными. Поэтому, если откачка вызывает большую осадку в любом песке, кроме очень рыхлого, то эта осадка, вероятно, обуславливается другими причинами, а не увеличением эффективного веса дренирован-

ной части песка. Наиболее обычной причиной является небрежная откачка из зумпфов (§ 47).

Различные примеры осадок по этой причине описаны в § 59. Во всех случаях образовывались одна или несколько подземных промоин вследствие пятящейся эрозии, вызванной ключами, выходящими в котлован. Осадки, вызванные эрозией, приводили к образованию неглубоких и узких канавооб-

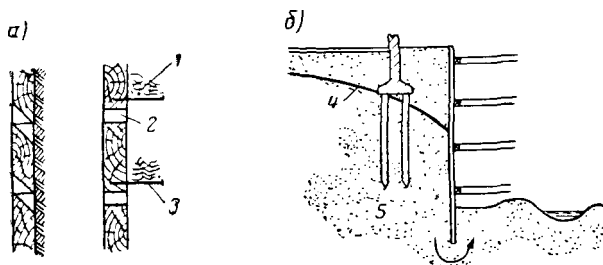


Рис. 216

а — забирка, успешно примененная в котловане в водоносном песке для предотвращения выпуска грунта;
б — сплошной стальной шпунт на других участках того же котлована; 1 — сено; 2 — щели; 3 — 15-см гвозди;
 4 — поверхность воды; 5 — мелкий песок

разных просадок, расположенных над промоинами. Ширина и глубина этих просадочных канав возрастает с увеличением расстояния от ключей, и они заканчиваются правильными воронками. Осадок этого типа можно избежать путем откачки иглофильтрами или оснащением зумпфов фильтрующей облицовкой.

Выпуск грунта может произойти также по одной или по обеим стенкам котлована, укрепленным водонепроницаемыми шпунтовыми рядами. Выпуск вызывается эрозийным действием воды, когда она поднимается ко дну котлована вдоль внутренней поверхности шпунтовых рядов. Этого можно избежать путем устройства проницаемого крепления стенок котлована вместо непроницаемого. Следующий пример показывает эффективность этого метода. В Нью-Йорке был вырыт котлован для метро в мелком песке и крупной пыли поблизости от зданий, опирающихся на свайные фундаменты. Концы свай не доходили до плотного грунта. На одном участке котлована крепление относилось к типу, показанному на рис. 147, *б*. Обшивка состояла из досок, помещенных горизонтально с промежутками между ними (рис. 216, *а*). Промежутки были забиты сеном, чтобы сделать возможным свободный сток воды в котлован без выноса, однако, леска. На втором участке крепление состояло из стальных шпунтовых

свай, забитых вдоль стенок котлована. Вода в котлован попадала путем просачивания под шпунтовыми сваями, как это показано на рис. 216, б. Это создавало благоприятные условия для развития эрозии, вызванной ключами, и фундаменты соседних зданий осели примерно на 15 см. Между тем, разработка котлованов с проницаемым креплением не вызвала заметных осадок.

Влияние откачки на глинистые пласты

Если грунт содержит прослойки мягкой глины, ила или торфа, то понижение зеркала грунтовой воды может вызвать значительную осадку. Например, в Мексико-Сити, где основание состоит из мягких бентонитовых глин с горизонтальными прослойками водоносного песка, откачка воды из песчаных слоев сопровождалась общей неравномерной осадкой всей площади. В некоторых местах поверхность осела более чем на 1,5 м [61.1]. Точно так же в долине Санта-Клара в Калифорнии откачка воды из 2 000 колодцев с целью ирригации вызвала процесс постепенного оседания. Почва этой долины подстилается толстым пластом морской глины, которая содержит прослойки водоносного песка и гравия на глубине от 30 до 60 м. В 1920 г. расход воды начал превышать естественный приток и пьезометрические уровни стали падать. К 1933 г. соответствующая осадка достигла местами 1,2 м [61.2].

Физические причины этого явления показаны на рис. 217, изображающем разрез по пласту водонасыщенной глины, залегающей на слое проницаемого песка. На рис. 217, а пьезометрический уровень принят у поверхности грунта; на рис. 217, б он понизился на величину ΔH в результате откачки из слоя песка. До откачки эффективное давление в плоскости ab составляло

$$\bar{p}_{ab} = \gamma' H_1,$$

где γ' — взвешенный объемный вес глины (см. § 12).

Во время и после откачки эффективное давление постепенно увеличивается и приближается к конечному значению

$$\bar{p}_{ab} = \gamma \Delta H + \gamma' H_2,$$

где γ — объемный вес водонасыщенной глины.

Изменение эффективного давления, обусловленное понижением пьезометрического уровня, составляет

$$\gamma \Delta H + \gamma' H_2 - \gamma' H_1 = \Delta H (\gamma - \gamma') = \gamma_w \Delta H.$$

Таким образом, понижение зеркала воды на ΔH в конечном итоге увеличивает эффективное давление на горизон-

тальное сечение, проведенное в глине, на величину, равную весу столба воды высотой ΔH . Это увеличение сопровождается постепенной осадкой поверхности глины вследствие консолидации. Интенсивность и размеры осадки могут быть рассчитаны на основании теории консолидации и по результатам испытания грунта (§ 41).

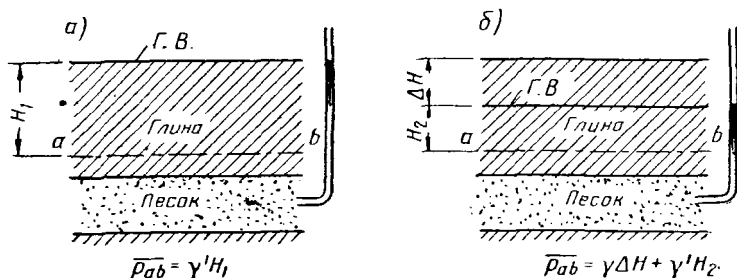


Рис. 217. Осадка поверхности глины при откачке воды из подстилающего водоносного песка

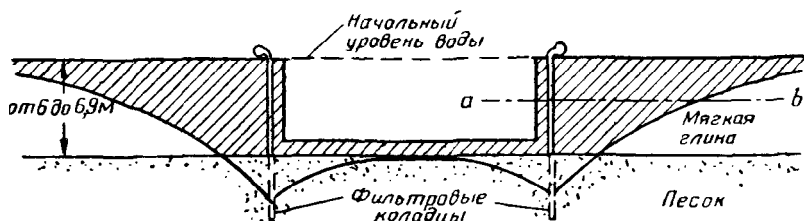


Рис. 218. Схематический разрез по котловану для шлюзов Фрезвик, Голландия, показывающий положение горизонта воды, пониженного фильтровыми колодцами во время разработки (вертикальный масштаб сильно увеличен)

В случае мощных пластов мягкой глины и при значительном протяжении пониженного уровня воды осадка из-за откачки будет, очевидно, очень большой и распространится на большую площадь. Осадка такого типа наблюдалась во время строительства шлюзов Фрезвик в Голландии. Грунт здесь состоял из глины и торфа толщиной от 6 до 6,9 м, залегающих на толстом слое водоносного песка. Дно котлована находилось на 6,3 м ниже поверхности грунта и имело площадь 51 м шириной и 270 м длиной.

До начала строительства уровень воды находился на 20 см выше грунта. Во время рытья его понизили с помощью иглофильтров, опущенных в песок до положения, указанного на рис. 218. В результате откачки полное эффективное вертикальное давление на любое горизонтальное сечение ab постепенно увеличилось на величину, равную высоте заштрихованной пло-

щади выше ab , умноженной на удельный вес воды. Поскольку полная высота заштрихованной площади была максимальной рядом с котлованом, то и осадка была наибольшей у его краев. Даже на расстоянии 39 м осадка достигала 60 см, и ее можно было проследить на расстоянии до 750 м.

ЛИТЕРАТУРА

61.1. J. A. Cuevas, Foundation conditions in Mexico City, Proc. Intern. conf. soil mech., Cambridge, Mass., 1936, vol. III, стр. 233—237.

Осадка территорий города вследствие откачки воды из колодцев.

61.2. F. H. Tibbets, Areal subsidence (letter to the editor), Eng. News-record, vol. 111, 1933, стр. 204.

Краткое описание осадки поверхности долины Санта-Клара в Калифорнии, вызванной откачкой из ирригационных колодцев.

61.3. W. H. Brinkhorst, Settlement of soil surface around foundation pit, Proc. Intern. conf. soil mech., Cambridge, Mass., 1936, vol. I, стр. 115—119.

Осадки шлюза Фрезвик в Голландии, вызванные откачкой воды из котлована.

§ 62. ОСАДКИ, ВЫЗВАННЫЕ ВИБРАЦИЯМИ

Факторы, определяющие величину осадок

Любое сооружение, заложенное на несвязном грунте, очевидно, будет давать большие осадки, если грунт подвергается вибрации от работающих механизмов, движущегося транспорта, забивки свай, взрывных работ или от землетрясений. С другой стороны, вызванные вибрацией осадки сооружений на глинистых грунтах являются обычно такими незначительными, что они ни при каких обстоятельствах не влекут за собой серьезного ущерба. Это бросающееся в глаза различие между действием вибрации на песок и на глину было уже отмечено при рассмотрении методов уплотнения насыпей в § 50. Вследствие своей чувствительности к вибрации песок может очень эффективно уплотняться вибрирующим механизмом, в то время как глина может быть уплотнена только под действием статических сил. До настоящего времени не были известны случаи значительных осадок глинистых оснований, обусловленные вибрацией. Поэтому ниже рассматривается влияние вибраций только на песок.

В § 19 показано, что осадки поверхности песка, вызванные пульсирующей нагрузкой, во много раз больше, чем осадки, вызванные статическим действием той же нагрузки. При данном максимальном значении нагрузки осадка зависит от частоты пульсации. Максимальная осадка происходит при колебаниях, частота которых лежит в интервале примерно от 500 до 2500 в 1 мин. Этот интервал называется опас-

ным интервалом. Поскольку число оборотов паровых турбин и турбогенераторов лежит в пределах этого интервала, влияние работы этих машин на осадку является особенно значительным.

Примеры осадок, вызванных вибрацией

Следующие примеры иллюстрируют размеры осадок, которые могут быть вызваны вибрацией машин. В Германии установка для подачи угля, занимающая площадь $51 \times 19,8$ м, имела в своем составе угледробилки, смонтированные на бетонных блоках размером 3×3 м². Фундаменты здания опирались на довольно плотный песок, мощностью от 18 до 39 м. Хотя допускаемое давление на грунт в $1,4$ кг/см² было взято очень осторожно, неравномерные осадки приняли такие размеры, что здание получило серьезные повреждения и его понадобилось усилить. В другом месте турбогенераторы были установлены на электростанции, залегающей на довольно плотном песке и гравии. Число оборотов, равное 1 500 в 1 мин., находилось в опасном интервале. Вследствие этого максимальная осадка фундамента превысила 30 см за 1 год эксплуатации станции.

Частота вибраций, вызванных транспортом, не обязательно попадает в опасный интервал. Тем не менее опыт показал, что длительное действие таких вибраций вызывает значительные осадки. Наблюдениями было установлено, что в Голландии новые здания, примыкающие к старым автострадам, обычно наклоняются в сторону от шоссе. Причина такого наклона заключается в том, что вибрация, вызванная транспортом, уплотняет грунт под шоссе и в непосредственной близости от него, в то время как песок, поддерживающий заднюю часть зданий, все еще находится в своем первоначальном состоянии. В Берлине некоторые из фундаментов опор надземной железной дороги дали в течение 40 лет осадку до 35 см. Они залегали на довольно плотном песке и были спроектированы при допускаемом давлении на грунт $3,5$ кг/см². В Мюнхене, где большинство зданий залегает на плотном песке и гравии в 6 м толщиной, подстилаемом скалой, все возрастающая интенсивность уличного движения вызывала осадку таких размеров, что некоторые улицы пришлось полностью закрыть для автомобильного движения. В течение 10 лет убытки от повреждения сооружений по этой причине достигли примерно 6 млн. руб.

Надежные данные относительно осадок, вызванных забивкой свай, довольно скудны. В одном случае около 100 свай было забито в пласт песка и гравия, который был настолько рыхлым, что сваи длиной 15 м можно было забивать, не прибегая к подмыву. В пределах площади, занятой сваями, по-

верхность грунта осела на 15 см. Осадка уменьшалась по мере удаления от края этой площади до величины 3 мм на расстоянии 15 м.

По вопросу об осадках, вызванных взрывами, количественные данные отсутствуют, но вполне вероятно, что влияние взрывов аналогично влиянию, оказываемому небольшим землетрясением. Интенсивность землетрясений обычно выражается отношением n_g максимального ускорения при землетрясении к ускорению g силы тяжести.

Для довольно сильных землетрясений $n_g=0,1$. Во время очень слабого землетрясения в Вене с $n_g=0,003$ наблюдалось, что склад зерна шириной 15 м и высотой 24 м дал осадку на 4,3 см больше с одной стороны, чем с другой. Абсолютная максимальная осадка неизвестна. Склад поддерживался короткими коническими сваями, забитыми в очень мелкий довольно плотный водоносный песок. Нагрузка составляла 4 кг/см² в среднем по всей площади. Когда склад был наполнен впервые, осадка была практически равномерной и достигала всего около 5 мм.

Иногда забивка свай и взрывные работы являются поводом для судебных процессов в связи с последовавшими разрушениями, и тогда бывает необходимо установить, действительно ли эти работы были причиной повреждений. Один из методов исследования, исключая субъективный подход, иллюстрируется следующими примерами.

В первом случае повреждение здания приписывалось действию вибраций, вызванных забивкой свай. Чтобы проверить справедливость этого заключения, нагруженный до отказа грузовик самого тяжелого типа проезжал мимо здания с максимальной допустимой скоростью, а в доме в тех пунктах, где вибрации были самыми сильными, производились сейсмографические наблюдения. Во время работ по забивке свай эти наблюдения повторялись. Результаты показали, что вибрации, вызванные забивкой свай, были меньших размеров, чем вибрации, вызванные грузовиком.

Во втором случае был заявлен протест против взрывных работ, производившихся поблизости от одного дома. Тогда был поставлен аналогичный опыт с грузовиком. Затем были проведены экспериментальные взрывы различных размеров, а вызванные ими вибрации регистрировались в здании. Производителя работ было дано разрешение взрывать заряды, не превышающие тех, которые вызывали вибрацию, эквивалентную вибрации от грузовика.

Известен только один удовлетворительный метод защиты зданий от вибраций, передаваемых через грунт. Он сводится к тому, что сооружение окружают ровом минимум 3,5 м глубины. Откосы рва рекомендуется не крепить. Если пространство настолько ограничено, что ров должен иметь вертикальные

стенки, распертые креплением, то последнее должно проектироваться таким образом, чтобы оно не передавало вибрацию от одной стенки траншеи к другой. По данным наблюдений, защитные рвы являются наиболее эффективными, если частота вибраций является высокой.

§ 63. ОСАДКИ, ВЫЗВАННЫЕ КОРРОЗИЕЙ БЕТОНА

Характеристика осадок, вызванных коррозией бетона

Если сооружение на бетонном фундаменте начинает давать трещины или появляются другие признаки неравномерной осадки через некоторое время после окончания строительства, несмотря на то, что грунт не испытывал влияния земляных работ, ведущихся поблизости, или понижения уровня воды, то упомянутые дефекты могут быть вызваны одной из трех причин. К ним относятся:

- 1) увеличение напряжений в сооружении до разрушающей величины в результате возрастающей неравномерной осадки;
- 2) коррозия бетона в фундаменте;
- 3) дефекты в конструкции здания выше фундамента.

Если наблюдения над осадкой велись с момента окончания строительства, то форма кривых осадок в редких случаях оставляет какие-либо сомнения относительно причины осадок. Кривые зависимости между осадкой и временем при действии относительно постоянной нагрузки являются плавными, и их наклон или уменьшается с течением времени или становится постоянным. Беспричинное отклонение от этой закономерности свидетельствует почти без всяких сомнений о том, что осадка вызывается постепенным развитием повреждений фундамента.

Если за осадкой не ведутся никакие наблюдения, то рекомендуется немедленно определить отметку нескольких точек, первоначальное положение которых известно по крайней мере приблизительно, установить надежные марки и начать наблюдения за осадками. Экстраполяцией кривых осадок, полученных с помощью этих наблюдений, обычно можно определить, началось ли смещение во время строительства или позже. При повреждении бетона может наблюдаться временное выпучивание сооружения. Это облегчает диагноз. Если результаты все же оставляют какие-либо сомнения относительно причин деформаций, то необходимо отобрать и испытать пробы бетона из фундамента.

Опасностью коррозии бетона часто пренебрегают. Когда начинаются деформации, вызванные коррозией, и возникают первые трещины, их обычно приписывают неравномерной осадке, а истинная причина остается не раскрытой до тех пор, пока повреждение не достигнет стадии, при которой оно уже не может больше не привлекать к себе внимания. Поэтому

симптомы коррозии бетона и условия, которые приводят к химическому воздействию на него, заслуживают самого тщательного рассмотрения.

Причины и результаты коррозии бетона

Сульфаты и углекислота являются теми веществами, которые чаще всего воздействуют на бетонные сооружения, соприкасающиеся с грунтовой, озерной или морской водой.

Сульфаты можно встретить в морской воде, в соленых озерах и в поровой воде так называемых «засоленных» грунтов и горных пород, а также отложений, содержащих гипс. Сульфиды также могут быть вредными, потому что они могут вступать в реакцию с атмосферным кислородом, в результате чего образуются сульфаты или серная кислота. Наиболее обычными сульфидами являются FeS_2 (марказит или пирит), встречающийся в болотных отложениях и во многих горных породах, и сернистый водород H_2S . Последний встречается в сточных водах, в разлагающихся органических веществах и в некоторых районах относительно поздней вулканической активности.

Случаи, которые описываются ниже, иллюстрируют действие подобных вредных веществ.

Быки для моста через реку Некар в Германии были сооружены на железобетонных сваях-стойках, которые забивались через пласт песка и гравия толщиной 11 м в глинистый сланец. Через несколько месяцев после окончания строительства быки дали большую осадку. Было установлено ослабление бетона свай в результате воздействия воды, содержащей газ CO_2 , выделявшийся из глинистого сланца.

Мост через Эльбу опирался на бетонные опоры размером 9 на 19,5 м в плане. Они опирались на глубине 10,5 м ниже межи на глинистый сланец, покрытый песком и глиной. Проходка велась кессонным способом. Несмотря на свой массивный характер, быки выпучились и дали трещины, которые оказались настолько опасными, что нельзя было сооружать пролетные строения. Вода, просачивающаяся из глинистого сланца, не имела ни цвета, ни запаха. Поэтому во время строительства ее считали не агрессивной. Тем не менее она содержала некоторое количество SO_3 , эквивалентное 1,7 г H_2SO_4 на 1 л, и наличие этого вещества вызвало интенсивное разбухание бетона. Повреждение было настолько большим, что пришлось полностью реконструировать опоры.

В Сивене (Швейцария) здание было заложено на бетонных столбах с поперечным сечением примерно 0,8 м². Через 30 лет после окончания строительства бетон в некоторых столбах полностью разрушился. Столбы были заложены в белой илистой массе, которая состояла главным образом из кар-

боната кальция. Распад был, очевидно, вызван углекислотой, содержащейся в грунтовой воде.

Сточный коллектор длиной 2280 м был сооружен в песке с прослойками торфа, содержащими пирит (FeS_2). Через несколько месяцев после окончания строительства появились продольные трещины. Бетон вдоль трещин был настолько слабым, что его можно было отделять ножом.

Во многих полувасушливых районах западных штатов США грунт имеет высокое содержание щелочей и, кроме того, достаточное количество сульфатов, чтобы обусловить относительно быструю коррозию обычного бетона.

Методы определения агрессивности воды

Чтобы определить наличие веществ, которые могут вызвать коррозию бетона, необходимо отобрать 4 л воды, с которой бетон будет находиться в контакте, и подвергнуть ее анализу. Анализ воды должен проводиться даже в том случае, если нет основания подозревать наличие агрессивных веществ, так как загрязнение может произойти некоторое время спустя. Если имеются документальные доказательства того, что вода была безвредной в момент строительства, то следует искать причины загрязнения. Чтобы отвечать своему назначению, исследования должны содержать следующие данные:

минимальная и среднегодовая температура воды;

рН воды и температура, при которой производилось определение;

общий твердый остаток;

щелочность по метил-оранжу;

содержание кальция и сульфата;

содержание хлора (только для морской и солончаковой воды).

Если имеются основания подозревать наличие сульфатов или сульфидов в грунте, то необходимо подвергнуть его анализу.

Пробы грунтовой воды следует брать на различных глубинах из каждой скважины, так как неоднократно наблюдалось, что агрессивность грунтовой воды может значительно колебаться даже в пределах небольшой площади. Из труб, шахт или зумпфов пробы следует отбирать поблизости от дна. Пробы воды из озер или других масс стоячей воды следует также брать у дна. Эта предосторожность необходима из-за того, что концентрация растворенных газов, как например, углекислоты или сернистого водорода, очевидно, уменьшается по направлению от дна к поверхности. Соответствующая разница между значениями рН воды непосредственно у поверхности и у дна может достигать единицы.

При нормальных условиях стандартный химический анализ, сделанный в обычной химической лаборатории, дает достаточно данных, чтобы определить, является ли вода агрессивной или нет. Однако, если имеются какие-либо основания предполагать наличие заметной концентрации растворенных газов, например, выделение пузырьков из воды, запах сероводорода H_2S или ненормально низкое рН, найденное в лаборатории (меньше 7 для пресной воды или меньше 8 для морской или солончаковой воды), то необходимо соблюдать следующие предосторожности. Пробы следует отбирать под руководством специалиста, знакомого с техникой взятия проб воды, содержащей газ, и определение рН должно производиться на месте непосредственно после взятия пробы, так как концентрация газовых составных частей, образующих кислоты, очевидно уменьшается при транспортировке проб в лабораторию. Если газы включают сероводород H_2S , то рекомендуется дополнить общепринятый анализ воды определением концентрации сероводорода.

Условия, которые приводят к химической коррозии бетона

Максимальная концентрация разрушающих веществ, которой можно безопасно пренебрегать, зависит не только от качества бетона, состава цемента и продолжительности воздействия, но также и от характера других веществ, присутствующих в воде.

Вообще вода или грунт, содержащие более чем 0,1% сульфатов, будут агрессивными.

Сернистый водород также разрушает бетон, но условия, при которых возникают повреждения, все еще недостаточно ясны. Если сернистый водород или какой-либо другой сульфид получает возможность окисляться, то образуется сульфат. О влиянии сульфата речь шла выше.

Наличие углекислоты в пресной воде может привести к серьезному разрушению бетона, соприкасающегося с ней, если концентрация является достаточной, чтобы сделать воду кислотой, т. е. если значение рН воды меньше 7. Однако не всякая пресная вода, которая характеризуется значением рН меньше 7, является агрессивной. Возможно, морскую воду следует рассматривать как опасную, если рН в ней меньше 7,3. В сомнительных случаях может потребоваться совет эксперта.

Способы замедления химического воздействия на бетон

В некоторых районах вода является в такой степени разрушающей, что бетон, подвергающийся ее воздействию, распадается в течение относительно короткого времени. В таких

районах бетонные фундаменты следует, если это возможно, закладывать выше самого высокого уровня грунтовой воды. Если этого нельзя сделать, то следует прибегать к любым мерам, чтобы сделать бетон как можно более плотным. Следует увеличивать количество цемента и применять наиболее низкий водоцементный фактор, совместимый с требованиями производства работ. Особое внимание должно быть уделено выбору заполнителей, а также транспортировке, укладке и уходу за бетоном. В массе бетона, где напряжения, вызванные термическими изменениями объема, являются большими, образование трещин может быть уменьшено или даже полностью исключено при работе с цементом, имеющим низкие экзотермические свойства. Точно так же выгодно укладывать массу бетона в такое время года, когда минимальная суточная температура ниже среднегодовой температуры. Если это практически неприемлемо, или если масса бетона очень велика, то можно рекомендовать искусственное охлаждение.

Для сооружений, которые подвергаются воздействию сульфатов, проектировщик должен выбрать сульфатостойкий цемент, который характеризуется низким содержанием трехкальциевого алюмината, а также низким содержанием четырехкальциевого алюмоферрата, отдав им предпочтение перед цементом с малой экзотермией. Стандартный портландцемент не должен использоваться в сооружениях, подвергающихся воздействию со стороны сульфатов.

При действии на сооружения воды, содержащей угольную или серную кислоту, следует обеспечивать низкую проницаемость бетона и отсутствие трещин. Однако ни один вид портланд-цемента не является устойчивым против кислот, и низкая проницаемость бетона может только задержать коррозию, но не предотвратить ее. Бетон, на который воздействует вода, содержащая заметное количество свободной кислоты, будет безусловно разрушен. Небольшие бетонные детали могут разрушиться в течение одного года, а большие массивы бетона — в течение примерно 30 лет.

ЛИТЕРАТУРА

63.1. F. M. Lea and C. H. Desch, *The chemistry of cement and concrete*, Arnold, London, 1935.

Три главы книги посвящены вопросам коррозии. Изложение некоторых вопросов устарело.

63.2. A. Kleinlogel, *Influences on concrete* (in German), third edition, Berlin, 1930.

ПРИЛОЖЕНИЕ

РАЗЛИЧНЫЕ ВОПРОСЫ РАСЧЕТА И ПРОЕКТИРОВАНИЯ

Содержание приложения

Приложение имеет целью дать читателю избранную библиографию по вопросам, относящимся к части В, но не рассмотренным в ней из-за недостатка места. Сюда входит проблема устройства оснований для одежд автострад и аэропортов, расчет шпунтовых ограждений, расчет перемычек, проектирование тоннелей в грунтах, расчет водопропускных труб и методы искусственного закрепления грунтов нагнетанием цемента и химических.

Основания одежд автострад и аэропортов

Быстрое распространение дорог с твердыми покрытиями во всем мире вызвало необходимость тщательного исследования оснований дорог и разработки улучшенных методов подготовки оснований. Это привело к появлению высоко специализированной ветви механики грунтов, называемой дорожной геотехникой. Тяжелые требования, предъявлявшиеся к военным транспортным аэродромам во вторую мировую войну, вызвали появление геотехники аэропортов.

В отличие от оснований сооружений, основания дорог подвергаются решающему воздействию климатических условий. По этой причине общие выводы, делаемые на основании результатов испытаний грунтов и наблюдений в ограниченных географических районах, могут быть совершенно ошибочными.

Обзор современной американской практики в области исследования и подготовки оснований дорог, испытаний и классификации грунтов для автодорожных целей можно найти в книге: L. I. Hewes, *American highway practice*, 1942 vol. I, chapters. III and V and appendix IV, Wiley, New York.

То же, в отношении гражданских аэропортов можно найти в книге: Giddien, Law and Cowles, *Airports*, McGraw-Hill, New York, 1946, chapters IV and VII.

Военные аэропорты рассматриваются в работе Middlebrooks and Bertram, *Soil tests for design of runway pavements*, Proc. Highway Research Board, vol. 22, 1942, стр. 144—173.

Относительные достоинства жестких и гибких покрытий для взлетно-посадочных полос пока еще являются предметом обсуждения.

Шпунтовые ограждения

Шпунтовые ограждения играют ту же роль, что и подпорные стенки, но так как они состоят из одного ряда свай, то нуждаются во внешней опоре.

Нижний конец шпунтовой стенки забит в землю, тогда как верхний заанкерен с помощью анкерных плит, анкерных стенок или кустов анкерных свай.

До недавнего времени считалось, что давление земли на шпунтовые ограждения определяется теми же законами, что и в случае подпорных стен.

Даже и сейчас общепринятые методы расчета основываются на этом допущении. Однако практика, эксперименты и теоретические исследования показывают, что максимальный изгибающий момент в шпунтовых сваях может быть гораздо меньше, чем определенный обычными методами.

С другой стороны, фактическое натяжение анкеров, по-видимому, превосходит расчетное, и большинство аварий шпунтовых ограждений было связано с разрушением анкеров.

Теоретические основы расчета шпунтовых ограждений рассмотрены в книге K. Terzaghi, *Theoretical soil mechanics*, Wiley, New York, 1943, стр. 216—234.

См. также Stroyer, *Earth pressure on flexible walls*, paper 5024, J. Inst. Civil Engrs., London, vol. 1, 1935—36, стр. 550—557.

В этой работе приведены результаты испытаний на моделях, показавшие важное влияние смещения стенок наружу на величину максимального изгибающего момента.

Устойчивость и прочность перемычек

Перемычка — это плотина с коротким сроком службы. Перемычки возводятся вокруг мест производства работ с тем, чтобы оградить последние от затопления, когда работы ведутся ниже уровня реки или других водных бассейнов. При расчете перемычек необходимо учесть напор воды, которая будет действовать с внешней стороны, размеры ограждаемой площади, грунтовые условия, колебания уровня воды снаружи и возможность эрозии вдоль низового контура перемычки.

Анализ условий, определяющих устойчивость и прочность перемычек, содержится в статье K. Terzaghi, *Stability and stiffness of cellular cofferdams*, „Trans. ASCE“, paper 2253, vol. 110, 1945, стр. 1083—1119, дискуссия стр. 1120—1202.

Обширный обзор практического опыта сооружения перемычек различных типов можно найти в книге L. White and E. A. Prentis, *Cofferdams*, Columbia University Press, New York, 1940, стр. 93—253.

Некоторые из утверждений и взглядов, высказанных в теоретической части этой книги (стр. 192), являются спорными, а практическое значение испытаний на моделях, по-видимому, переоценивается.

Результаты подобных испытаний дают не больше, чем метод сеток течения (§ 39).

Тоннели в грунтах

Следует различать давление земли на временное крепление и на постоянную обделку тоннелей. Временное крепление поддерживает кровлю и стены тоннеля до тех пор, пока не будет установлена постоянная обделка. Пока тоннель или шахта разрабатываются и устанавливается временное крепление, сопротивление грунта сдвигу мобилизуется полностью и давление земли определяется арочным эффектом (см. K. Terzaghi, *Theoretical soil mechanics*, стр. 66—76 и 194—215).

После устройства постоянной обделки давление на нее в течение некоторого времени возрастает. В песках выше уровня воды это увеличение умеренно, но в жестких набухающих глинах оно весьма велико.

Явления давления земли на тоннели в грунтах и способы борьбы со стремлением грунта заполнить выработку описаны в книге R. V. Proctor and T. L. White, *Earth tunneling with steel supports*, Ohio, 1948, section I, *Principles of earth tunneling*, by K. Terzaghi.

Результаты экспериментального изучения арочного эффекта в песках над смещающимся трапом описаны в статье K. Terzaghi, *Stress distribution in dry and saturated sand above a yielding trap-door*, Proc. Intern. Conf. Soil Mech., Cambridge Mass., 1936, vol. I, стр. 307—311.

Результаты измерения давления на крепления и обделку тоннелей в мягком иле и глине описаны в статьях: G. M. Rapp and A. H. Baker,

The measurement of soil pressures on the lining of the Midtown Hudson tunnel, Proc. Intern. conf. soil mech., Cambridge, Mass., 1936, vol. II, стр. 150—156; K. Terzaghi, „Trans. ASCE“, paper 2200, vol. 108, 1943, стр. 970—1007; W. S. Housel, Earth pressure on tunnels, „Trans. ASCE“, paper 2200, vol. 108, 1943, стр. 1037—1058; K. Terzaghi, Shield tunnels of the Chicago subway, „J. Boston Soc. Civil Engrs.“, vol. 29, 1942, стр. 163—210.

Мнения относительно допущений, которые должны быть положены в основу расчета давления грунта на обделку тоннелей, расходятся. По этому вопросу следует познакомиться с двумя последними из перечисленных выше работ. См. также статью G. L. Groves, Tunnel linings with special reference to a new form of reinforced concrete lining., „J. Inst. Civil Engrs.“, London, paper 5304, March, 1943, стр. 29—64, дискуссия, октябрь, 1943, стр. 357—365.

Расчет водопропускных труб

Водопропускные трубы напоминают тоннели, но строятся в открытых котлованах и затем засыпаются. Если труба опирается на нежесткое основание, она испытывает не только давление земли, но и изгиб в продольном направлении вследствие корытообразной формы осадки основания насыпи. Разрушение труб из-за продольного растяжения не является необычным.

Распределение давления грунта снаружи трубы зависит в большой степени от жесткости ее стенок и сжимаемости грунта засыпки. В существующих методах расчета это обстоятельство учитывается в недостаточной мере. Большинство методов расчета исходит из допущения, что труба является жесткой. В результате изгибающие моменты в стенках труб прямоугольного или кругового очертания в действительности гораздо меньше, чем полученные расчетом. Это следует иметь в виду при чтении работ, относящихся к данному вопросу.

Обзор американской практики проектирования труб можно найти в книге L. I. Hewes, American highway practice, Wiley, New York, 1942 vol. II, appendixes I and II.

См. также Handbook of culvert and drainage practice, Armco International corporation, Middletown, Ohio, 1938, стр. 11—118.

Результаты измерения давления грунта на трубы опубликованы в статье: D. B. Gumen'sky, Achieving strength and tightness in cut-and-cover conduit, „Eng. News-Record“, vol. 117, 1936, стр. 633—635.

При различных засыпках и жесткости труб получаются совершенно различные результаты.

Цементация и искусственное химическое закрепление грунта

Закрепление служит либо для уменьшения количества воды, фильтрующейся сквозь грунт в котлован, либо для увеличения несущей способности грунта.

Если эффективный диаметр песчаного или песчано-гравелистого грунта меньше 1 мм, грунт может быть преобразован в бетон путем нагнетания под давлением цементного раствора в его поры.

Мелкие и очень мелкие пески закрепляются последовательным нагнетанием двух химических растворов, которые, реагируя между собой в порах, образуют твердое и почти непроницаемое заполнение. Уменьшение проницаемости мелкого и очень мелкого песка без заметного повышения его прочности может быть достигнуто нагнетанием одного раствора, который превращается в гель через несколько часов после нагнетания. Ни один из методов не может применяться с какой-либо надеждой на успех в мелкой пыли или глине, так как их низкая проницаемость исключает пропитку раствором за приемлемый отрезок времени.

Обзор основных методов закрепления и условий их успешного применения можно найти в статьях: K. Terzaghi, Opening discussion M-6,

Proc. Intern. Conf. Soil Mech., Cambridge, Mass., 1936, vol. III, стр. 180—182; J. H. Pfeiffer, A new method of impermeabilizing and improving the physical properties of pervious subsoils by injecting bituminous emulsions, vol. I, стр. 263—266. G. D. Rodio, The foundation of the building La Baloise in Lugano, Switzerland, involving modern methods in deep foundation technique, vol. III, стр. 215—226.

Некоторые примеры практического применения двухфазового закрепления мелких песков можно найти в статье К. Pohl, Use of silicification for construction in running ground, Process of: H. Joosten (in French), „Genie Civil“ (Paris), vol. C., Jan. 2, 1932, стр. 14—17.

В отдельных случаях крупнозернистые грунты подвергались нагнетанию глинистых или бентонитовых суспензий, но опубликованные данные не позволяют установить условия успешной применимости этого метода.

Гостройиздат
*Москва, Третьяковский проезд,
д. 1*

* * *

Карл Терцаги, Ральф Б. Пек

**МЕХАНИКА ГРУНТОВ
В ИНЖЕНЕРНОЙ ПРАКТИКЕ**

Редактор *А. П. Смирнова*
Техн. редактор *П. Г. Гиленсон*

Сдано в набор 18/VI-1958 г.
Подп. к печати 13/IX 1958 г.
Бумага 60×92¹/₁₆ л., 19 б. л. 38 п. л.
Уч.-из. 39 л. Т-03066. Изд. № VI-1937
Зак. 1033 Цена 18 руб.
Переплет № 7—2 руб.

Типография № 1 Государственного
издательства литературы по строительству
и архитектуры, г. Владимир

О П Е Ч А Т К И

Строка	Напечатано	Следует читать	По вине
7 снизу	$\widehat{ab}$	$\overline{ab}$	Типографии
6 снизу,	ab	$\widehat{ab}$	,
2 снизу (сноска)	Это следует	Это не следует	Редактора (титულн.)
20 сверху	$G=3$	$G_s=3$	Типографии