Б. И. Далматов

МЕХАНИКА ГРУНТОВ, ОСНОВАНИЯ И ФУНДАМЕНТЫ

Б. И. Далматов

МЕХАНИКА ГРУНТОВ, ОСНОВАНИЯ И ФУНДАМЕНТЫ

(включая специальный курс инженерной геологии)

Издание второе, переработанное и дополненное

Допущено Государственным комитетом СССР по народному образованию в качестве учебника для студентов вузов, обучающихся по специальности «Промышленное и гражданское строительство»

ЛЕНИНГРАД
СТРОЙИЗДАТ
ЛЕНИНГРАДСКОЕ ОТДЕЛЕНИЕ
1988

ББК 38.58
Д 15
УДК [624.13+624.15] (0.75.8)

Рецензент — проф. И. В. Финаев (Горьковский инженерно-строительный институт)

Далматов Б. И.

Д 15 Механика грунтов, основания и фундаменты (включая специальный курс инженерной геологии). — 2-е изд. перераб. и доп. — Л.: Стройиздат, Ленингр. отд-ние, 1988.— 415 с. ил.
ISBN 5-274-00374-5

Освещены физико-механические свойства грунтов, геодинамические процессы и влияние их на сооружения, инженерно-геологические изыскания, распределение напряжений и деформаций грунтов в основаниях сооружений, устойчивость массивов грунтов. Рассмотрены основные принципы и методы проектирования фундаментов, устройство фундаментов в особо сложных условиях, а также при динамических воздействиях, приемы упрочнения слабых грунтов оснований, особенности возведения и реконструкции фундаментов. Дана методика экономической оценки принимаемых решений. Настоящее издание дополнено специальным курсом инженерной геологии. Издание 1-е вышло в 1981 г.

Для студентов строительных вузов, обучающихся по специальности «Промышленное и гражданское строительство».

Д $\frac{3202000000-123}{047(01)-88}$ КБ—9-10—88

ББК 38.58

ISBN 5-274-00374-5

© Стройиздат, 1981
© Стройиздат, Ленинградское отделение, 1988

Посвящаю жене моей Марии Сергеевне Далматовой

ПРЕДИСЛОВИЕ

Исторические решения XXVII съезда КПСС поставили грандиозные задачи интенсификации производства во всех отраслях народного хозяйства и повышения качества выпускаемой продукции. Это в полной мере относится и к строительству, так как в указанной отрасли до сих пор не изжит ручной труд, поэтому низка производительность труда, что сказывается на сроках строительства. Во многих случаях на выполнение работ нулевого цикла, включающих устройство оснований и фундаментов, затрачивается больше времени, чем на возведение сборных надземных конструкций зданий. Кроме того, стоимость фундаментных работ иногда составляет до 40 % от общей стоимости сооружений, поэтому их удешевление дает вполне ощутимый эффект, выражающийся в миллионах рублей. Добиваться уменьшения таких затрат следует путем интенсификации производства, в т. ч. за счет максимальной индустриализации и автоматизации работ, не допуская при этом возведения ненадежных фундаментов, так как это может привести к обрушению зданий и сооружений.

Надежность оснований и фундаментов и удешевление работ по их устройству в значительной степени зависят от умения правильно оценить инженерно-геологические условия площадок строительства, свойства грунтов в основаниях и совместную работу этих грунтов с деформирующимися фундаментами и конструкциями сооружения, от рациональности выбранных типов оснований и фундаментов и размеров последних от качества выполнения работ.

Изучение материала, изложенного в данном учебнике, позволит будущему инженеру-строителю правильно оценивать инженерно-геологические условия, проектировать основания и фундаменты и выполнять работы по их устройству.

За основу настоящей книги взято первое издание учебника. Вследствие включения в дисциплину «Механика грунтов, основания и фундаменты» спецкурса инженерной геологии пришлось сократить текст некоторых глав, включив главы «Геодинамические процессы и влияние их на сооружения» и «Инженерно-геологические изыскания».

При составлении второго издания учебника были учтены новые СНиПы и новейшие достижения в области фундаментостроения.

Автор благодарит сотрудников кафедры оснований, фундаментов и механики грунтов ЛИСИ, а также многих профессоров и доцентов других вузов, приславших замечания по первому изданию и высказавших свои пожелания. Однако учесть во втором издании все замечания не представилось возможным вследствие ограниченного объема учебника.

Автор приносит огромную благодарность проф. И. В. Финаеву, давшему ценные замечания по рукописи.

ВВЕДЕНИЕ

1. Основные понятия и определения. Всякое сооружение передает действующие на него нагрузки, включая собственный вес, на основание. Основание — это напластование грунтов, воспринимающее давление от сооружения (рисунок). Различают основания естественные, сложенные природными грунтами и искусственно улучшенные.

Располагать сооружение непосредственно на поверхности земли (на дневной поверхности) можно в редких случаях. Этому препятствуют особенности верхних слоев грунта:

их малая несущая способность;

возможность вертикального перемещения под воздействием метеорологических факторов (пучение при промерзании, просадка при оттаивании, набухание при увлажнении, усадка при высыхании);

возможность разрушения землероями, выветриванием и корнями растений.

По указанным причинам необходимо устройство *фундамента — подземной конструкции, предназначаемой главным образом для передачи давления на грунты, лежащие на некоторой глубине.*

Фундамент *1* (см. рисунок) чаще всего располагают ниже поверхности земли *2*. Надземные конструкции *3* опираются на верхнюю плоскость фундамента — его обрез *4*. Нижнюю плоскость фундамента называют подошвой *5*. В основании различают несущий слой грунта *6*, на который передается давление от фундамента, и подстилающие слои *7*.

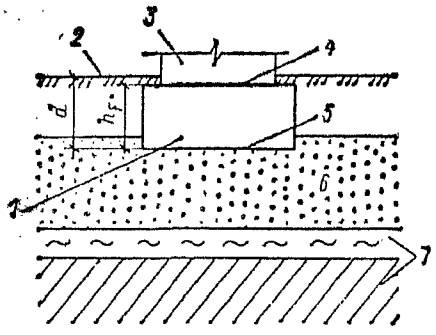


Схема фундамента с основанием

Высота фундамента h_f обычно несколько меньше глубины его заложения d, поскольку обрез фун-

дамента располагают, как правило, ниже планировочной отметки поверхности земли около фундамента.

Грунтами называют горные породы коры выветривания литосферы. Различают грунты скальные, полускальные, крупнообломочные, песчаные, пылевато-глинистые, органогенные и техногенные.

2. Состав курса и его связь с другими дисциплинами. Курс состоит из трех разделов.

В первом разделе «Спецкурс по инженерной геологии» рассматриваются свойства грунтов, инженерно-геологические изыскания и геодинамические процессы.

Во втором разделе «Механика грунтов» освещаются вопросы распределения напряжений в грунтах, деформации и условия устойчивости массивов грунтов.

В третьем разделе «Основания и фундаменты» рассматриваются вопросы проектирования и устройства фундаментов в различных грунтовых условиях.

Для усвоения курса необходимо знать следующие дисциплины: инженерную геологию, сопротивление материалов, теорию упругости, строительную механику, строительные конструкции, технологию строительного производства, технику безопасности и экономику. В то же время надземные конструкции невозможно рационально спроектировать без оценки деформаций грунтов основания, так как от этих деформаций зависят усилия, возникающие в конструкциях, а иногда и сохранность конструкций.

3. Основные задачи курса. Грунты основания обычно обладают в тысячи раз большей деформативностью и в сотни раз меньшей прочностью, чем материалы, из которых возводятся сооружения, поэтому надежное существование последних в значительной степени зависит от величины неравномерности деформаций грунтов оснований. Следствием неправильной оценки характера напластований и строительных качеств грунтов часто являются большие деформации конструкций сооружений и даже их разрушение.

Деформации грунтов в основании в значительной степени зависят от нагрузки по подошве фундаментов. В связи с этим при проектировании фундаментов конструкции и размеры их в плане требуется выбирать с учетом совместной работы грунтов в основании и конструкций сооружения, при которой обеспечивались бы нормальные условия эксплуатации последних.

Поскольку деформации несущего слоя основания зависят от характера нарушения их природного состояния, необходимо во время строительства стремиться сохранять структуру грунтов основания.

При глубоком изучении предлагаемого курса выпускники вузов будут уметь:

правильно оценивать возможные геодинамические процессы, свойства грунтов, возможность их деформации и потери устойчивости под действием нагрузок:

разрабатывать меры по уменьшению или исключению воздействия геодинамических процессов на возводимые сооружения;

улучшать в случае необходимости строительные качества грунтов для возможности использования их в основании;

определять рациональные размеры фундаментов и вид подземных конструкций сооружений;

выбирать методы устройства фундаментов, при которых не нарушилась бы структура грунтов в основании в период строительства.

Стоимость работ по подготовке оснований и устройству фундаментов обычно составляет 5...10 % от общей стоимости здания, при сложных грунтовых условиях она может превысить 20 %. Это свидетельствует о важности изучения перечисленных основных задач курса.

4. Роль отечественных ученых в развитии науки инженерной геологии, механики грунтов, оснований и фундаментов. Еще в I в. до н. э. римский архитектор и инженер Витрувий в трактате «Десять книг об архитектуре» подчеркивал важность устройства надежных фундаментов, включая свайные. По мере увеличения веса возводимых сооружений строители стали уделять вопросам фундаментостроения и оценке деформации грунтов в основании все большее внимание. Первой капитальной теоретической работой по механике грунтов следует считать теорию Кулона (1773 г.) о давлении грунтов на подпорные стенки. В современной постановке теория предельного равновесия грунтов развита советскими исследователями В. В. Соколовским, В. Г. Березанцевым, М. В. Малышевым и др.

Большой вклад в развитие инженерной геологии сделали В. Д. Ломтадзе, В. В. Охотин, В. А. Приклонский, Ф. П. Саваренский, Е. М. Сергеев, М. И. Сумгин и др.

Разработка вопросов оценки деформаций грунтов и расчета осадки фундаментов, начатая за рубежом К. Терцаги, получила в нашей стране в связи с огромным строительством значительное развитие в трудах Н. М. Герсеванова, Н. А. Цытовича, В. А. Флорина, Н. Н. Маслова, М. Н. Гольдштейна, К. Е. Егорова, Б. И. Далматова и многих других отечественных ученых. Исследования ползучести грунтов освещены в работах С. С. Вялова, С. Р. Месчана, Ю. К. Зарецкого, А. Я. Будина и др.

Выполнено много работ по оценке свойств и деформируемости структурно неустойчивых грунтов. Деформациям вечномерзлых грунтов посвящены работы Н. А. Цытовича, С. С. Вя-

лова и др.; лессовых грунтов — работы Ю. М. Абелева, Н. Я. Денисова, А. К. Ларионова и др.; торфянистых грунтов — работы Л. С. Аморяна, Н. Н. Морарескула и др. Деформируемость грунтов при динамических воздействиях исследовалось Д. Д. Барканом, П. Л. Ивановым, Н. Н. Масловым и др.

В области расчета фундаментных балок и плит на упругом основании заслуживают внимания работы М. И. Горбунова-Посадова, И. А. Симвулиди, Б. Н. Жемочкина, А. П. Синицина и др.

Многочисленные исследования посвящены оценке совместной работы несущих конструкций сооружений с деформируемым основанием. Этим вопросом, в частности, занимались Б. Д. Васильев, С. Н. Клепиков, Д. Е. Польшин, А. Б. Фадеев и др.

Эти и многие другие работы, выполненные советскими учеными, послужили основой для создания теории расчета и норм проектирования оснований по предельным состояниям.

За последние 30 лет фундаменты на естественном основании во многих случаях вытеснены свайными фундаментами. Большой вклад в развитие расчетов и применения свайных фундаментов внесли А. А. Бартоломей, Б. В. Бахолдин, Н. М. Герсеванов, В. Н. Голубков, Б. И. Далматов, Ф. К. Лапшин, А. В. Паталеев, Ю. В. Россихин, Ю. Г. Трофименков и др. В последнее время все шире применяются сваи, изготовляемые в грунте (набивные). Этому способствовали исследования, проведенные Е. Л. Хлебниковым, А. А. Лугой, Ф. К. Лапшиным Е. М. Перлеем и др.

5. Значение науки механики грунтов, оснований и фундаментов в век технического прогресса. В настоящее время возводятся все более высокие здания и тяжелые сооружения. Кроме того, в промышленных зданиях часто устанавливается уникальное оборудование, не допускающее сколько-нибудь ощутимых взаимных смещений. То и другое заставляет предъявлять особые требования к основаниям и фундаментам, что обусловливает удорожание строительства, так как нагрузку от фундаментов приходится передавать на более плотные грунты. Однако при правильном прогнозе совместной деформации грунтов и конструкций возводимого сооружения можно найти решение, обеспечивающее требуемую надежность. Поэтому перед специалистами стоят задачи разработки методов прогноза с требуемой точностью совместной деформации надземных конструкций и основания.

Наиболее сложно решаются вопросы передачи нагрузки на основание при реконструкции зданий и предприятий.

Строителям все чаще приходится заглублять различное оборудование в грунт и даже устраивать подземные этажи. В таких случаях грунты не только воспринимают давление от сооружений, но и сами создают нагрузку на боковые поверх-

ности заглубленных в грунт конструкций, т. е. являются средой, в которой приходится возводить такие конструкции. Это расширяет задачи, решаемые при устройстве подземных частей сооружений.

Таким образом, при проектировании и возведении фундаментов и заглубленных в грунт частей сооружений инженер-строитель должен правильно оценивать инженерно-геологические условия площадки строительства, уметь решать задачи не только с позиции совместной работы сооружений с основаниями, но и в части оценки грунтов как среды, в которой возводятся конструкции.

Раздел первый

СПЕЦИАЛЬНЫЙ КУРС ИНЖЕНЕРНОЙ ГЕОЛОГИИ

1. ФИЗИЧЕСКИЕ СВОЙСТВА ГРУНТОВ

1.1. Происхождение, состав грунтов и свойства их составных частей

1.1.1. Происхождение грунтов

Магматические горные породы (скальные грунты) образовались при остывании магмы, а также в результате горообразовательных процессов. Вследствие физического и химического выветривания они постепенно превращались в рыхлые горные породы. Раздробленные частицы горных пород перемещались в пониженные части поверхности земли, где откладывались (по пути измельчаясь), образуя осадочные породы. В некоторых случаях при большом давлении и повышении температуры осадочные породы подвергались метаморфизму, так образовались метаморфические (скальные) породы. Если в процессе горообразования они оказались близко к поверхности земли, то под воздействием химического выветривания образовывали крупноскелетные или мелкодисперсные грунты.

Грунтами строители называют верхние слои коры выветривания литосферы и относят к ним скальные, полускальные и рыхлые горные породы.

В большинстве случаев верхние слои земной коры сложены крупнообломочными, песчаными, пылевато-глинистыми, органогенными и техногенными грунтами. Ниже поверхности земли эти дисперсные грунты имеют почти повсеместное распространение. Поэтому в дальнейшем будем называть их грунтами и особо отмечать скальные и полускальные грунты.

Большая часть дисперсных грунтов образовалась в результате накопления продуктов физического и химического выветривания. Некоторые грунты возникли вследствие отложения органических веществ (торф и др.), а также в результате искусственной отсыпки или намыва различных материалов (техногенные отложения). В процессе физического выветривания образовались крупнообломочные и песчаные грунты. Результатом химического и частично биологического выветривания являются минералы, составляющие мелкодисперсную часть пылевато-глинистых грунтов.

В зависимости от условий образования различают грунты континентальные и морские. К континентальным относят элювиальные, делювиальные, пролювиальные, аллювиальные, дельтовые, латунные, эоловые и все виды ледниковых отложений, к морским — все накопления из материала, приносимого в море поверхностными водными потоками и образующегося при переработке морских берегов волновым прибоем.

Из-за различий в условиях образования и последующих процессов диагенеза свойства грунтов весьма разнообразны. В ряде случаев наблюдается разнообразие свойств и у грунтов одного и того же происхождения. В связи с этим грунты являются телами неоднородными как по глубине, так и по простиранию слоя.

1.1.2. Составные части грунтов

В большинстве случаев грунты состоят из трех компонентов: твердых частиц (твердых тел), воды (жидкого тела) и воздуха или иного газа (газообразного тела), т. е. составные части грунта находятся в трех состояниях: твердом, жидком и газообразном. Соотношение этих компонентов обусловливает многие свойства грунтов.

Если грунт состоит из твердых частиц, все поры между которыми заполнены водой, то он является двухкомпонентной (двухфазной) системой. Иногда такой грунт называют грунтовой массой. В большинстве же случаев в грунте, кроме твердых частиц и воды, имеется воздух или иной газ, либо растворенный в поровой воде или находящийся в виде пузырьков, окруженных поровой водой, либо свободно сообщающийся с атмосферой. Такой грунт является трехкомпонентной (трехфазной) системой.

В мерзлом грунте, кроме того, содержится лед (пластичное тело). Он придает грунту специфические свойства, которые приходится учитывать, особенно при строительстве в районах распространения вечномерзлых грунтов. Мерзлый грунт является четырехкомпонентной (четырехфазной) системой.

В некоторых грунтах присутствуют органические вещества в виде растительных остатков или гумуса. Наличие даже сравнительно небольшого количества таких веществ в грунте (свыше 3 % в песках и 5 % в пылевато-глинистых грунтах) существенно отражается на его свойствах.

1.1.3. Краткая классификация твердых частиц грунта

Поскольку свойства грунтов в значительной степени предопределяются размерами и минералогическим составом

слагающих их твердых частиц, последние принято классифицировать по размерам, мм:

галечные (щебень)	> 20
гравелистые (дресва)	20 ... 2
песчаные	2 ... 0,05
пылеватые	0,05 ... 0,005
глинистые	< 0,005

Примечание. В скобках указаны наименования частиц остроугольной формы.

В некоторой степени учитывается и содержание глинистых минералов, так как в большинстве случаев размер частиц из таких минералов менее 0,005 мм. Частицы крупнее 0,05 мм обычно имеют остроугольную или округлую форму, а более мелкие глинистые — пластинчатую (рис. 1.1), иногда игольчатую. Песчаные частицы подразделяются, в свою очередь, на крупные, средние и мелкие, а пылеватые — на крупные и мелкие.

Крупные частицы грунта разделяют просеиванием через сита. Частицы мельче 0,1 мм определяют по скорости падения идеализированных шарообразных частиц в воде. В этом случае размеры частиц, указанные выше, следует рассматривать как их гидравлический диаметр (по шкале Сабакина). При использовании шкалы Стокса принимают, что глинистые частицы имеют гидравлический диаметр менее 0,002 мм.

Разделение частиц грунтов по категориям обусловливается тем, что грунты, состоящие из частиц одной категории, обладают специфическими свойствами.

Грунт, состоящий только из галечных частиц (щебня), весьма водопроницаем, имеет жесткий скелет и высокую несущую способность. Грунт только из гравелистых частиц также обладает большой водопроницаемостью, сравнительно жестким скелетом и достаточно высокой несущей способностью. В некоторых случаях при динамических воздействиях он может уплотняться. Оба эти грунта не обладают связностью (сыпучи); капиллярное поднятие в них отсутствует.

Песчаные частицы слагают различные по крупности пески, которые обладают водопроницаемостью, не пластичны, имеют сравнительно жесткий, мало сжимаемый при действии стати-

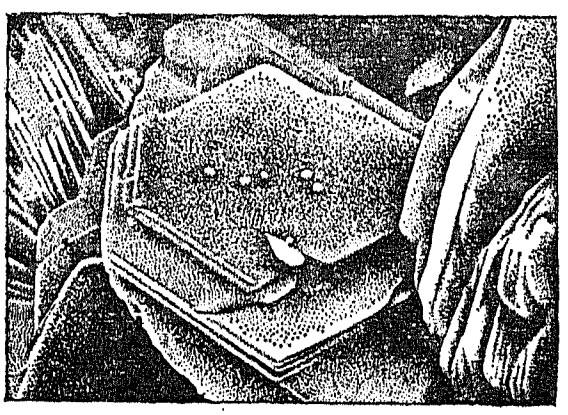


Рис. 1.1. Пластинчатая форма глинистых частиц каолинита (снято в МГУ)

ческой нагрузки скелет. По гранулометрическому составу различают песок:

гравелистый (частиц крупнее 2 мм более 25 % по массе);
крупный (частиц крупнее 0.5 мм более 50 %);
средней крупности (частиц крупнее 0,25 мм более 50 %);
мелкий (частиц крупнее 0,1 мм 75 % и более);
пылеватый (частиц крупнее 0,1 мм менее 75 %).

В зависимеости от плотности сложения пески способны существенно уплотняться при динамических воздействиях. Они характеризуются небольшой высотой капиллярного поднятия (до 0,5 м) и в сухом состоянии являются сыпучими телами.

Грунт, состоящий только из глинистых частиц, практически водонепроницаем, во влажном состоянии характеризуется высокой пластичностью, может обладать большой сжимаемостью при действии статической нагрузки, при динамических воздействиях не уплотняется, но может снижать прочность. После прекращения динамических воздействий прочность грунта постепенно частично или полностью восстанавливается, т. е. он обладает специфическими тиксотропными свойствами. Такой грунт при изменении содержания в нем воды меняет объем, набухает при увлажнении и получает усадку при высыхании. Все эти свойства, характерные для глины, особенно ярко проявляются, когда она содержит некоторое количество весьма мелких коллоидных частиц и состоит из минерала монтмориллонита.

Пылеватые частицы составляют пылеватый грунт, который имеет все недостатки песка и глины. Пылеватый грунт слабо водопроницаем, плохо отдает воду и обладает свойствами плывунности — перемещается вместе с водой даже при малой скорости ее движения. Капиллярное поднятие в нем развивается быстро и достигает обычно 2...3,5 м.

В природных условиях образования в состав одного грунта обычно входят частицы различных категорий.

1.1.4. Краткая классификация грунтов

Строителям часто встречаются грунты, состоящие из смеси песчаных, пылеватых и глинистых частиц. Наибольшее влияние на свойства грунтов оказывают глинистые частицы, поэтому грунты принято классифицировать в зависимости от их количества (табл. 1.1).

Глины, суглинки и супеси называют пылевато-глинистыми грунтами и при наличии в них преобладающего по массе количества пылеватых частиц к их наименованию добавляют слово «пылеватые».

Таблица 1.1. **Краткая классификация грунтов**

Наименование грунтов	Содержание глинистых частиц по массе, %	Число пластичности I_P
Глина	> 30	> 0,17
Суглинок	30 ... 10	0,17 ... 0,07
Супесь	10 ... 3	0,07 ... 0,01
Песок	< 3	Не пластичен

Наличие в грунтах гальки, гравия, органических веществ, растворимых солей и других включений, отражающееся на свойствах этих грунтов, также отмечается в их наименовании.

Поскольку определение содержания пылеватых и глинистых частиц сопряжено с довольно сложными анализами, пылевато-глинистые грунты классифицируют по числу пластичности (см. формулу 1.11), указывающему, в какой степени грунт способен проявлять свойства пластичности.

1.1.5. Виды воды в грунте и их свойства

Вода в пылевато-глинистых грунтах в значительной степени предопределяет свойства грунта, которые зависят в первую очередь от ее относительного содержания. Это объясняется взаимодействием молекул воды вследствие наличия электромолекулярных сил с поверхностями коллоидных и глинистых частиц грунта. Твердые частицы грунта, состоящие из тех или иных обычно кристаллических минералов, имеют на поверхности заряд статического электричества, чаще всего отрицательный. Молекулы же воды, являясь диполями, и ионы различных веществ противоположного заряда, растворенных в грунтовой воде, попадая в поле заряда частицы грунта, ориентируются определенным образом и притягиваются к поверхности этой частицы. В результате поверхность твердой частицы покрывается монослоем молекул воды. Этот первый слой молекул воды, адсорбированных на поверхности твердой частицы с ее наружной стороны, будет иметь заряд, аналогичный заряду поверхности твердой частицы, и, следовательно, станет воздействовать на близко расположенные другие молекулы воды. Таким образом возникают достаточно стройные цепочки молекул воды (рис. 1.2).

Электромолекулярные удельные силы взаимодействия между поверхностью твердой частицы и молекулами воды у самой поверхности достигают 1000 МПа. По мере удаления от нее удельные силы взаимодействия быстро убывают и на некотором расстоянии уменьшаются до нуля. Вне пределов, ограни-

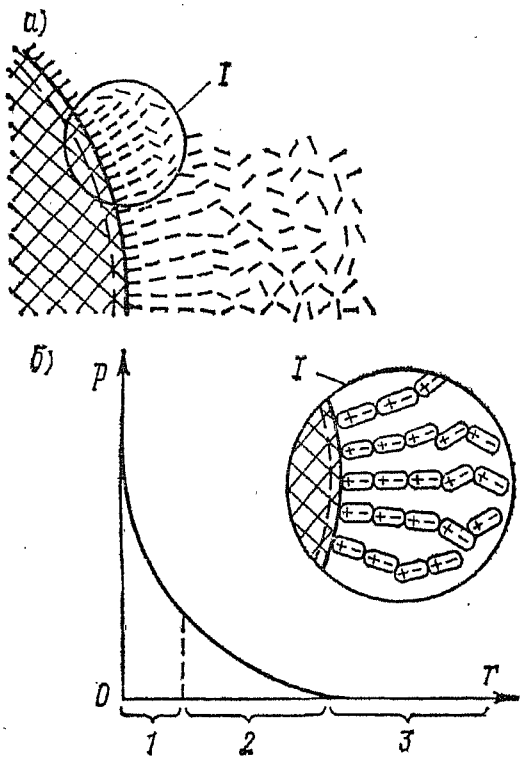


Рис. 1.2. Схема расположения молекул воды около отрицательно заряженной поверхности частицы грунта (*а*) и график сил взаимодействия между поверхностью частицы грунта и молекулами воды (*б*)

1 — прочносвязанная вода; *2* — рыхлосвязанная вода; *3* — свободная вода

ченных этим расстоянием, вода обладает свойствами, присущими ей в открытых сосудах, и ее молекулы не притягиваются к поверхности твердой частицы. Эту воду принято называть свободной (она свободна от сил взаимодействия с твердыми частицами). Свободной является гравитационная вода, перемещающаяся под действием силы тяжести, и капиллярная.

Вода, адсорбированная на поверхности твердых частиц, называется связанной (она связана с твердыми частицами). Эта вода создает гидратные пленки вокруг твердых частиц и ее часто называют пленочной. Поскольку в пределах слоя адсорбированной воды удельные силы взаимодействия изменяются от очень больших величин до нуля, такой слой принято условно делить на слои прочносвязанной и рыхлосвязанной воды.

Прочносвязанная вода, слой которой состоит из одного или нескольких слоев молекул, обладает свойствами, существенно отличающимися от свойств свободной воды. По свойствам прочносвязанная вода скорее соответствует твердому, а не жидкому телу. Она не отделяется от твердых частиц при воздействии сил, в тысячи раз превышающих силы земного притяжения, замерзает при температуре значительно ниже 0 °С, имеет бóльшую, чем свободная вода, плотность, обладает ползучестью; такую воду можно отделять от твердых частиц лишь выпариванием при температуре выше 100 °С.

Рыхлосвязанная вода представляет собой диффузный переходный слой от прочносвязанной воды к свободной. Она обладает свойствами прочносвязанной воды, однако они выражены слабее. Это обусловлено резким уменьшением в слое рыхлосвязанной воды удельных сил взаимодействия между поверхностью твердой частицы и молекулами воды (см. рис. 1.2, *б*).

Так как в пределах слоя связанной воды удельные силы взаимодействия резко меняются, свойства пылевато-глинистых грунтов в значительной степени будут зависеть от толщины пленок рыхлосвязанной воды. При этом чем больше дисперсность грунта, тем в большей степени будет проявляться эта зависимость, поскольку при большей дисперсности грунта, содержащего глинистые и особенно коллоидные частицы, удельная площадь их поверхности, т. е. суммарная площадь поверхности частиц глин и суглинков, больше, чем у песков, в тысячи раз. Кроме того, она зависит от минералогического состава глинистых частиц. Таким образом, минеральный состав и удельная площадь поверхности частиц пылевато-глинистых грунтов обусловливают их специфические свойства.

Наличие между частицами пылевато-глинистого грунта связанной (пленочной) воды определяет его пластичность. При этом чем толще пленки воды, тем меньше прочность грунта, и наоборот. Изменение толщины пленок воды, окружающих частицы пылевато-глинистого грунта, приводит к изменению его состояния от почти жидкого до твердого. При малой толщине пленок воды пылевато-глинистые грунты обладают сцеплением. Поскольку сцепление в значительной степени обусловлено наличием связанной воды, такие грунты обладают присущей этой воде ползучестью.

Увлажнение пылевато-глинистого грунта приводит к увеличению толщины пленок воды между частицами и сопровождается увеличением объема грунта, т. е. грунт набухает. Наоборот, при высыхании пылевато-глинистые грунты уменьшаются в объеме вследствие утончения пленок воды (грунт получает усадку). Когда связность грунта обусловлена наличием пленочной воды или растворимых солей, увлажнение грунта может приводить к полному его размоканию.

Если пылевато-глинистый грунт содержит небольшое количество рыхлосвязанной воды и при этом все его поры заполнены водой, фильтрация ее практически невозможна. В связи с этим строители используют перемятую глину в качестве гидроизоляционного материала.

Связность (прочность) грунта, зависящая от толщины слоя рыхлосвязанной воды, может резко снижаться при нарушении определенного расположения молекул воды и частиц (например, при динамических воздействиях или перемятии). Со временем возможно восстановление прочности (явление тиксотропии).

Итак, *пылевато-глинистые грунты, особенно содержащие коллоидные частицы, обладают свойствами пластичности, связности, ползучести, набухаемости при увлажнении, усадки при высыхании, размокаемости, водонепроницаемости, тиксотропности и т. д.*

1.1.6. Влияние газа, содержащегося в порах грунтов, на их свойства

Газ в грунтах может находиться в виде пузырьков, окруженных поровой водой, в растворенном (в поровой воде) или в свободном виде (воздух, сообщающийся с атмосферой). Пузырьки газа, содержащиеся в относительно крупных порах грунтов, а также растворенный в поровой воде газ придают грунтам свойство упругости, сказывающееся на их сжимаемости и деформируемости во времени. Газ, сообщающийся с атмосферой, не влияет на распределение давления между твердыми частицами и поровой водой.

1.1.7. Структура, текстура грунта

В дисперсных пылевато-глинистых грунтах, являющихся сложением минерально-дисперсных образований, прочностные свойства зависят не столько от прочности отдельных минеральных зерен, сколько от структурных особенностей грунта. Они обусловливаются структурными связями между минеральными частицами и их агрегатами, а также силами молекулярного взимодействия между поровой водой и твердыми частицами.

Основными видами структурных связей в грунтах являются водно-коллоидные (коагуляционные и конденсационные) — вязкопластичные, мягкие, обратимые *и кристаллизационные* — хрупкие (жесткие), необратимые; последние могут быть водостойкими и неводостойкими (размягчаемыми и растворимыми).

Водно-коллоидные связи обусловливаются электромолекулярными силами взаимодействия между пленочной водой и твердыми частицами, включая коллоидные частицы. Чем тоньше пленки воды (меньше влажность), тем эти силы больше, и наоборот. Обратимость водно-коллоидных связей заключается в том, что при увлажнении они ослабляются, а при повторном подсушивании опять возрастают. Ослабление водно-коллоидных связей в некоторых случаях наблюдается и при перемятии (нарушении природной структуры). Однако после прекращения перемятия (оставления в покое) такого тиксотропного грунта водно-коллоидные связи в нем постепенно восстанавливаются.

Кристаллизационные связи, образовавшиеся в результате отложения поликристаллических соединений в точках контактов минеральных частиц грунта, обладают достаточно высокой прочностью. Их прочность зависит от состава минералов цементирующего вещества. Связи, образуемые гипсом и кальцитом, существенно снижают свою прочность при увлажнении; связи же, например, из оксидов железа, кремния — водостойки. Кри-

сталлизационные связи хрупкие и не восстанавливаются после их нарушения.

Текстурой грунтов называется их сложение, т. е. пространственное размещение и взаимное расположение частиц грунтов и их агрегатов, зависящее от условий накопления осадка. Например, в озерах ледникового периода образовывались пылевато-глинистые отложения с характерной слоистой текстурой. Они представляют собой чередующиеся тонкие слои из глинистых частиц, выпадавших в зимний период подо льдом, и из пылеватых песчаных частиц, оседавших в теплый период года. Различают слоистую, слитную и сложную текстуру:

слоистая — наиболее распространенный вид сложения грунтов, характерный для морских, озерных и других отложений;

слитная присуща морским отложениям, имеющим однородное сложение в различных точках массива;

сложная — порфировая, ячеистая, макропористая и др. (порфировой текстурой обладают моренные суглинки; ячеистая текстура характерна для вечномерзлых грунтов, имеющих вертикальные и горизонтальные полости, заполненные льдом, макропористую текстуру имеют лессовые грунты).

1.2. Характеристики физического состояния грунтов

1.2.1. Плотность грунта, плотность его твердых частиц и влажность грунта

Поскольку при нарушении структурных связей грунта его свойства изменяются, необходимо изучать состояние грунта при ненарушенной структуре. Для этого в процессе инженерно-геологических изысканий из шурфов и скважин отбирают монолиты — большие образцы грунта ненарушенной структуры. Из этих монолитов в лабораторных условиях берут меньшие образцы и экспериментально определяют три основные характеристики:

плотность (объемную массу) грунта ρ естественной (ненарушенной) структуры, равную отношению массы образца грунта к его объему;

плотность (объемную массу) твердых частиц грунта ρ_s, равную отношению массы твердых частиц к их объему;

природную весовую влажность грунта w, равную отношению массы содержащейся в нем воды к массе твердых частиц.

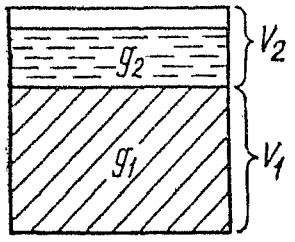


Рис. 1.3. Схема составных частей (компонентов) образца грунта

Выделим из грунта образец объемом $V = 1$ см^3 и мысленно разделим его на две части: одну, занятую твердыми частицами, объемом V_1, и другую , занятую порами, расположенными между этими частицами, объемом V_2 (рис. 1.3). Пространство, занятое порами, можно разделить в общем случае также на две части, одна из которых занята водой, другая — воздухом. Пусть масса твердых частиц в объеме V будет g_1, а масса воды — g_2 (масса воздуха не оказывает влияния на результаты расчетов).

В соответствии с определениями

$$\rho = \frac{g_1 + g_2}{V_1 + V_2}; \quad \rho_s = \frac{g_1}{V_1}; \quad w = \frac{g_2}{g_1}. \tag{1.1}$$

Плотность грунта определяют взвешиванием чаще всего по образцу, взятому в режущее кольцо, иногда парафинированием или другими методами, в т. ч. путем гамма-каротажа. Плотность твердых частиц находят с помощью пикнометра. Влажность грунта устанавливают взвешиванием образца естественной влажности до и после высушивания (до постоянной массы) при температуре 105 °С.

1.2.2. Вычисляемые характеристики грунтов

Зная величины ρ, ρ_s и w, можно вычислить ряд характеристик грунта. Введем понятие *плотности* (объемной массы) *скелета грунта* ρ_d (в СНиП 2.02.01—83 называется плотностью в сухом состоянии), равной отношению массы твердых частиц грунта к объему образца ненарушенной структуры до высушивания. Для нахождения величины ρ_d рассмотрим образец объемом 1 см^3. При этом влажность грунта можно выразить через ρ и ρ_d:

$$w = (\rho - \rho_d)/\rho_d.$$

Отсюда

$$\rho_d = \rho/(1 + w); \tag{1.1'}$$

здесь и далее влажность грунта принимается в долях единицы.

Зная плотность грунта (обычно выражаемую в т/м^3), легко найти удельный вес грунта (в кН/м^3) по формуле

$$\gamma = \rho g, \tag{1.2}$$

где g — ускорение свободного падения, равное 9,81 м/с^2 (часто принимают $g \approx 10$ м/с^2).

По аналогии удельный вес скелета грунта γ_d и твердых частиц грунта γ_s найдем из выражений

$$\gamma_d = \rho_d g \quad \text{и} \quad \gamma_s = \rho_s g. \qquad (1.2') \text{ и } (1.2'')$$

Отношение объема пор в образце к объему самого образца обозначают n и называают пористостью грунта. Отношение объема твердых частиц к объему образца обозначают m. В таком случае

$$n = V_2/(V_1 + V_2); \quad n + m = 1;$$
$$m = V_1/(V_1 + V_2); \quad n = 1 - m.$$

Поскольку объем рассматриваемого образца принят равным 1 см^3, величины n и m будут соответственно объемами пор и твердых частиц в единице объема грунта. Величины m и n можно получить из выражений

$$m = \rho_d/\rho_s; \quad n = 1 - \rho_d/\rho_s. \qquad (1.3)$$

В расчетах часто применяется коэффициент пористости грунта e — отношение объема пор к объему твердых частиц. Согласно определению он равен $e = n/m$, или из выражений (1.3)

$$e = (\rho_s - \rho_d)/\rho_d. \qquad (1.4)$$

Зная величину e, можно вычислить пористость грунта n или объем твердых частиц в единице объема грунта m по формулам

$$n = e/(1 + e); \quad m = 1/(1 + e). \qquad (1.5)$$

Вследствие неоднородности любого рассматриваемого слоя грунта и ошибок при измерениях во время экспериментального определения ρ, ρ_s и w эти величины находят многократно и полученные результаты обрабатывают методами математической статистики (см. п. 2.5). Это положение относится и к другим определяемым экспериментально характеристикам грунта, рассмотренным далее.

Состояние грунтов по водонасыщенности устанавливается в зависимости от коэффициента водонасыщенности S_r (в СНиПе — степень влажности), который равен отношению естественной влажности грунта к влажности, соответствующей полному заполнению пор водой (без пузырьков воздуха), т. е. к полной влагоемкости w_{sat}:

$$S_r = w/w_{sat}. \qquad (1.6)$$

Согласно определению,

$$w_{sat} = n\rho_w/(m\rho_s), \quad \text{или} \quad w_{sat} = e\rho_w/\rho_s, \qquad (1.7)$$

где ρ_w — плотность (объемная масса) воды.

Подставив значение w_{sat} в выражение (1.6), найдем

$$S_r = w\rho_s/(e\rho_w) = w\gamma_s/(e\gamma_w). \qquad (1.8)$$

Коэффициент водонасыщенности в ряде случаев характеризует качество грунтов. По водонасыщенности (степени влажности) различают грунты:

маловлажные	$0 < S_r \leqslant 0{,}5$
влажные	$0{,}5 < S_r \leqslant 0{,}8$
насыщенные водой	$0{,}8 < S_r \leqslant 1$

Грунты называют насыщенными водой при $S_r > 0{,}8$, потому что они не содержат воздуха, сообщающегося с атмосферой. Пылевато-глинистые грунты (не лессовые) ниже зоны аэрации чаще всего имеют $S_r > 0{,}8$. В связи с этим состояние по водонасыщенности используют как характеристику преимущественно для песчаных, крупнообломочных и лессовых грунтов.

При полной водонасыщенности грунтов ($S_r = 1$) из выражения (1.8) устанавливается зависимость между влажностью w и коэффициентом пористости e:

$$e = w\rho_s/\rho_w. \tag{1.9}$$

В формулах (1.7)—(1.9) плотность воды ρ_w обычно принимают равной 1 г/см^3 (или 1 т/м^3). Строго говоря, это не соответствует действительности, так как плотность прочносвязанной воды, как сказано ранее, существенно больше единицы. Однако методика определения ρ_w с учетом плотности связанной воды, большей по сравнению со свободной, пока еще не разработана. Кроме того, при малом количестве прочносвязанной воды в грунте погрешность при расчете небольшая.

Разность γ_{sb} удельного веса грунта γ и удельного веса воды γ_w при учете ее взвешивающегося действия, определяемая для залегающих ниже уровня подземных вод грунтов, в соответствии с законом Архимеда находится по формулам

$$\gamma_{sb} = (\gamma_s - \gamma_w)/(1 + e); \quad \gamma_{sb} = (\gamma_s - \gamma_w)(1 - n). \tag{1.10}$$

(ниже уровня подземных вод в поровой воде действует гидростатическое давление, которое необходимо учитывать при расчетах).

1.2.3. Характерные влажности и число пластичности

Если взять образец пылевато-глинистого грунта, находящегося в пластическом состоянии (когда из глины можно лепить), и высушить его, то глина превращается в твердое тело. Если же, наоборот, к образцу добавлять воду, можно достигнуть такого состояния глины, при котором она по свойствам будет соответствовать вязкой жидкости. Таким образом, пылевато-глинистые грунты могут менять консистенцию (густоту теста) от твердой до текучей.

Для определения консистенции грунта находят характерные влажности, соответствующие границе раскатывания (пластичности) w_P и границе текучести w_L (здесь w_P — влажность грунта, при которой он теряет способность раскатываться в шнур диаметром 2...3 мм; w_L — влажность грунта, при которой стандартный конус погружается в образец на глубину 10 мм). Разность между этими влажностями называется числом пластичности I_P:

$$I_P = w_L - w_P. \qquad (1.11)$$

Хотя границы раскатывания (пластичности) и текучести определяются неточно, величина I_P используется для установления наименования пылевато-глинистого грунта в соответствии с табл. 1.1. Определение w_L и w_P несложно, и при минеральных грунтах (без органических веществ) значение I_P достаточно хорошо характеризует глинистость грунта. Пески не пластичны и имеют $I_P < 0{,}01$.

1.2.4. Состояние пылевато-глинистого грунта по показателю текучести

Сравнение естественной влажности грунта с влажностью на границах раскатывания (пластичности) и текучести позволяет устанавливать его состояние по показателю текучести I_L:

$$I_L = (w - w_P)/(w_L - w_P). \qquad (1.12)$$

Глины и суглинки могут иметь в зависимости от значения показателя текучести следующие состояния:

твердое	$I_L < 0$ (когда $w < w_p$)
полутвердое	$0 \leqslant I_L \leqslant 0{,}25$
тугопластичное	$0{,}25 < I_L \leqslant 0{,}50$
мягкопластичное	$0{,}50 < I_L \leqslant 0{,}75$
текучепластичное	$0{,}75 < I_L \leqslant 1$
текучее	$I_L > 1$ (когда $w > w_L$)

Показатель текучести пылевато-глинистых грунтов устанавливают также по результатам зондирования или пенетрации (по погружению конуса в грунт).

Для супесей вследствие малой точности определения значений w_L и w_P различают только три состояния:

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

1.2.5. Состояние сыпучих грунтов по плотности сложения

Из сравнения коэффициента пористости грунта природного сложения e с коэффициентами пористости этого же грунта в самом рыхлом e_{max} и в самом плотном e_{min} состояниях устанавливается показатель плотности сложения I_D:

$$I_D = (e_{max} - e)/(e_{max} - e_{min}). \quad (1.13)$$

Значение e_{max} определяют при свободном насыпании песка в мерный сосуд, а значение e_{min} — при максимальном уплотнении песка постукиванием или вибрированием в мерной колбе. В зависимости от значения показателя плотности I_D различают три состояния сыпучего грунта:

рыхлое	$0 \leqslant I_D \leqslant 0{,}33$
средней плотности	$0{,}33 < I_D \leqslant 0{,}67$
плотное	$0{,}67 < I_D \leqslant 1$

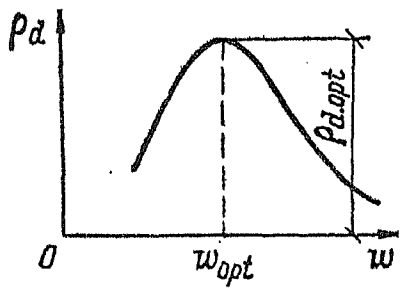
Поскольку кварцевые окатанные пески имеют более или менее стабильные значения e_{max} и e_{min}, СНиП рекомендует определять их состояние по плотности сложения, руководствуясь приведенной в нем таблицей коэффициента пористости e. Для нахождения коэффициента e необходимо иметь образец грунта ненарушенной структуры. Отбор образцов песчаного грунта ниже уровня подземных вод требует применения специальной аппаратуры.

Состояние грунтов по плотности сложения правильнее определять на основании данных статического или динамического зондирования, полученных с применением стандартных зондов. По сопротивлению, которое оказывает грунт погружению в него зонда, с учетом крупности и обводненности песка по таблицам СНиПа устанавливают состояние песка.

1.2.6. Понятие об оптимальной плотности скелета грунта и оптимальной влажности грунта

При устройстве искусственно улучшенных оснований, засыпке грунтом пазух фундаментов, возведении насыпей при планировке территории или прокладке дорог приходится уплотнять грунт, в т. ч. и пылевато-глинистый. Для оценки уплотняемости грунта при данной влажности его подвергают исследованию согласно ГОСТ 22733—77 в приборе Союздорнии для стандартного уплотнения. Грунт укладывают в прибор тремя слоями, и каждый слой уплотняют 30...40 ударами стандартного груза, сбрасываемого с определенной высоты. Таким образом исследуют один и тот же грунт при различных влажностях. После уплотнения определяют плотность (объемную массу)

Рис. 1.4. Зависимость плотности (объемной массы) скелета грунта ρ_d от его влажности после стандартного уплотнения



грунта ρ и влажность w. Затем по формуле (1.1′) вычисляют плотность (объемную массу) скелета грунта ρ_d, характеризующую его уплотненность, и строят графическую зависимость $\rho_d - w$ (рис. 1.4).

По графику определяют влажность, при которой стандартным уплотнением достигается наибольшая плотность скелета грунта ρ_d. Эта влажность называется оптимальной влажностью w_{opt}, так как грунт, характеризуемый такой влажностью, при одной и той же затрате энергии может быть уплотнен до наибольшей плотности скелета грунта. Наибольшее значение ρ_d, достигнутое в приборе стандартного уплотнения при оптимальной влажности, называется оптимальной плотностью скелета грунта $\rho_{d.opt}$.

При устройстве искусственно улучшенных оснований и насыпей плотность скелета грунта обычно задается в долях единицы; за единицу принимается $\rho_{d.opt}$. Иногда для пылевато-глинистых грунтов в качестве оптимальной приближенно принимается влажность на границе раскатывания.

2. МЕХАНИЧЕСКИЕ СВОЙСТВА ГРУНТОВ

2.1. Основные закономерности механики грунтов

Под действием передаваемых сооружением вертикальных или наклонных сил в массиве основания возникают нормальные и касательные напряжения, приводящие к деформации грунтов. Кроме того, грунт испытывает напряжения от собственного веса. Деформации от собственного веса грунта завершаются, как правило, в процессе образования и диагенеза грунтов. Напряжения, возникающие от усилий, передаваемых сооружением, приводят к дополнительной деформации грунтов. Наиболее часто имеют место деформации уплотнения грунтов под действием нормальных напряжений, реже — деформации сдвигов грунтов, вызываемые касательными напряжениями.

Воздействие нормальных напряжений на сплошные тела рассматривают в механике деформируемых тел (сопротивление ма-

териалов, теория упругости). Поскольку грунты относятся к дисперсным телам, кроме закономерностей деформируемости сплошных тел, приходится учитывать изменение объема пор при сжатии, т. е. рассматривать дополнительно *закон уплотнения* (закон компрессии). Кроме того, в грунтах, как и в сплошных телах, при действии нормальных напряжений наблюдается боковое расширение, но по более сложной закономерности.

Деформируемость сплошных тел под действием касательных напряжений характеризуется модулем сдвига при упругих деформациях, границей текучести при пластических деформациях и коэффициентом вязкости, обусловливающим вязкое течение. В грунтах деформации сдвигов рассматривают сравнительно редко, обычно интересуются сопротивлением их сдвигу при предельно напряженном состоянии. Это сопротивление зависит от угла внутреннего трения и удельного сцепления грунтов, определяемых в соответствии с *законом сопротивления грунтов сдвигу*.

Как деформируемость грунтов во времени, так и их сопротивление сдвигу зависит от долей напряжений, передаваемых на скелет грунта и на воду, находящуюся в порах. Поровая вода под действием возникающего в ней давления постепенно отжимается и передает его на скелет грунта, поэтому деформируемость грунтов и их сопротивление сдвигу зависят от фильтрационных способностей грунта. Кроме того, фильтрация воды в грунтах интересует строителей в отношении определения притока воды в котлован и расчета водопонижающих установок. Все это обусловливает необходимость изучения *закона фильтрации* поровой воды.

Для грунтов, структура которых нарушается при увлажнении, динамических воздействиях, напряженном состоянии или оттаивании (сруктурно-неустойчивые грунты), приходится рассматривать закономерности, определяющие характер их деформируемости — *закономерности разрушения структуры*.

Знание указанных трех законов, а также закономерностей разрушения структурно-неустойчивых грунтов позволяет составлять прогнозы ожидаемой осадки и предусматривать возможность потери устойчивости массивов грунтов.

2.2. Сжимаемость грунтов

2.2.1. Физические представления

Так как грунт состоит из твердых частиц и пор, которые частично или полностью заполнены водой, теоретически при его сжатии должны уменьшаться объемы всех трех компонентов:

твердых частиц, воздуха (газа) и воды. Поскольку напряжения сжатия, возникающие обычно в основаниях сооружений, сравнительно небольшие, объемные деформации твердых частиц, состоящих из таких материалов, как кварц и полевой шпат и др., ничтожно малы и не учитываются. Следовательно, можно считать, что *изменение объема грунта при сжатии происходит только из-за изменения объема пор.*

Вследствие упругих деформаций скелета (частиц) грунта, тонких пленок воды, расположенных между частицами, упругого сжатия пузырьков воздуха, а также сжатия поровой воды, содержащей растворенный воздух, могут происходить упругие изменения объема грунта. Такие деформации грунта, как правило, во много раз меньше остаточных. Последние развиваются, когда возникающие в грунте напряжения превышают его структурную прочность. В конечном счете остаточные деформации приводят к уплотнению (уменьшению пористости) грунта.

Деформации уплотнения развиваются в результате сдвигов или смещений отдельных частиц грунта относительно друг друга, а также при разрушении частиц, особенно в точках их контактов. Деформации уплотнения пылевато-глинистых грунтов чаще всего протекают медленно во времени. Это объясняется прежде всего тем, что при уплотнении из пор водонасыщенного грунта должна быть выдавлена вода, без этого грунт уплотняться не может, так как вода практически не сжимается. Процесс же выдавливания воды из водонасыщенных пылевато-глинистых грунтов вследствие их малой водопроницаемости продолжается длительное время. Медленное развитие деформаций как уплотнения, так и сдвигов обусловливается, кроме того, ползучестью связанной воды, окружающей твердые частицы, и ползучестью самого скелета грунта.

2.2.2. Компрессионная зависимость

Возьмем образец грунта *6* (рис. 2.1), полностью насыщенного водой, и поместим его в кольцо *4* (высотой h) одометра. Кольцо поставим на фильтрующее днище *5* и установим поршень *2* с отверстиями. Одометр поместим в ванночку *3* с водой *1* для исключения капиллярного давления и предотвра-

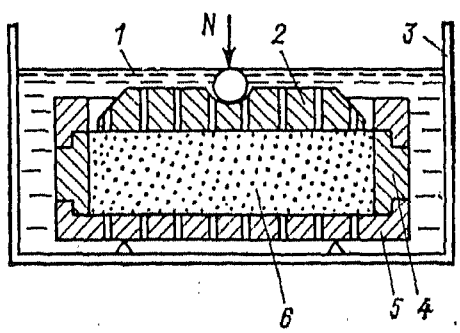


Рис. 2.1. Схема испытания образца грунта на сжатие в одометре

щения высыхания образца грунта. Когда грунт насыщен водой не полностью, одометр не заливают водой, а окружают влажным пористым материалом, чтобы вода не испарялась из образца. Если к поршню одометра приложить давление p, высота образца уменьшится вследствие уплотнения грунта (уменьшения его пористости). При увеличении давления образец получит дополнительное уплотнение из-за изменения объема пор.

Поскольку образец грунта в кольце не может иметь бокового расширения, изменение его пористости Δn_i под давлением p_i, распределенным по площади A, найдем из выражения

$$\Delta n_i = s_i A/hA = s_i/h, \tag{2.1}$$

где s_i — осадка от давления p_i.

Объем твердых частиц в образце грунта до и после деформации остается практически неизменным, так как действующие напряжения не могут ощутимо изменить объем минеральных частиц. Согласно выражению (1.5), объем твердых частиц в единице объема образца грунта составляет:

$$m = 1/(1 + e_0), \tag{1.5'}$$

где e_0 — начальный коэффициент пористости грунта.

Делением формулы (2.1) на выражение (1.5′) получим изменение коэффициента пористости образца грунта Δe_i под действием давления p_i:

$$\Delta e_i = (1 + e_0)\, s_i/h.$$

Исключив значение Δe_i из начального коэффициента пористости e_0, найдем e_i — коэффициент пористости грунта при давлении p_i:

$$e_i = e_0 - (1 + e_0)\, s_i/h. \tag{2.1'}$$

По значениям e_i для различных давлений построим кривую $e - p$ (рис. 2.2, *а*). Для грунтов, не обладающих структурной прочностью, получим компрессионную кривую — ветвь сжатия *1*. Если теперь разгружать образец грунта, уменьшая давление ступенями, то будет наблюдаться обратный процесс — увеличение объема (набухание). При этом поршень одометра переместиться вверх. Зная величину перемещения и руководствуясь формулой (2.1′), можно построить ветвь набухания *2*.

Кривую зависимости коэффициента пористости от давления называют компрессионной кривой, так как она характеризует сжимаемость грунта. Закономерность изменения коэффициента пористости e, установленная К. Терцаги, развита многими советскими учеными (Н. М. Герсевановым, Н. А. Цытовичем, Н. Н. Масловым, М. Н. Гольдштейном и др.).

Расположение ветви набухания намного ниже ветви сжатия свидетельствует о том, что грунт обладает значительной

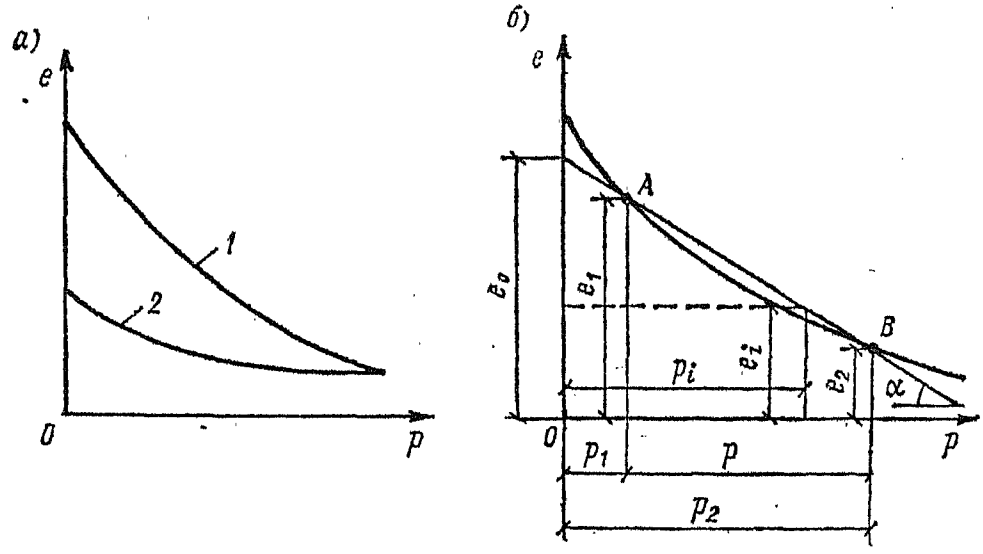


Рис. 2.2. Компрессионные кривые

а — общая закономерность; *б* — расчетная схема для определения коэффициента относительной сжимаемости

остаточной деформацией уплотнения. Ветвь набухания соответствует упругим деформациям грунта и деформациям упругого последействия. Процесс набухания протекает продолжительное время, так как вода медленно входит в поры грунта под всасывающим действием скелета, стремящегося занять первоначальный объем, и расклинивающим действием молекул воды, проникающих между частицами. После снятия всей нагрузки образец грунта не может занять первоначального объема вследствие происшедших при уплотнении грунта взаимных смещений частиц, их разрушения (особенно в точках контактов) и установления новых связей между частицами при более плотном состоянии грунта (в результате сближения частиц при уплотнении).

2.2.3. Коэффициент относительной сжимаемости

Во многих случаях в пределах сравнительно небольших изменений давления от природного значения p_1 до значения p_2, возникающего в грунте после возведения сооружения, компрессионная кривая грунта ненарушенной структуры сравнительно близка к секущей прямой AB (рис. 2.2, *б*). Уравнением этой прямой будет

$$e_i = e_0 - p_i \operatorname{tg} \alpha. \qquad (2.2)$$

Величина $\operatorname{tg} \alpha$ характеризует сжимаемость грунта в пределах изменения давления от p_1 до p_2, поэтому ее называют коэффициентом сжимаемости и обозначают буквой m_0:

$$\operatorname{tg} \alpha = m_0.$$

Из рис. 2.2, *б* найдем значение $\operatorname{tg}\alpha$, т. е. коэффициент сжимаемости

$$m_0 = (e_1 - e_2)/(p_2 - p_1) = (e_1 - e_2)/p, \qquad (2.2')$$

где p — дополнительное давление сверх природного p_1, равного давлению столба вышележащего грунта, т. е. $p_1 = \rho g H = \gamma H$; ρ — средняя плотность (объемная масса) грунта в пределах глубины взятия образца H; g — ускорение свободного падения; $g = 9{,}81$ м/с^2; γ — удельный вес грунта.

При определении значения $\gamma = \rho g$ выталкивающее (взвешивающее) действие воды необходимо учитывать только в тех случаях, когда грунтовые воды на данной глубине воздействуют на скелет грунта в течение всего периода после отложения верхних слоев грунта до настоящего времени.

Заменяя в выражении (2.2) $\operatorname{tg}\alpha$ на m_0, получим уравнение секущей прямой, близкой к компрессионной кривой на участке AB:

$$e_i = e_0 - m_0 p_i. \qquad (2.3)$$

Для любой компрессионной кривой справедливо выражение (2.1′). Если секущая AB (см. рис. 2.2, *б*) близка к экспериментальной кривой, то можно принять начальный параметр прямой e_0 равным начальному коэффициенту пористости и, использовав выражение (2.1′), записать

$$e_i = e_0 - (1 + e_0)\, s_i/h, \qquad (2.1'')$$

где e_0 — начальный параметр прямой (см. рис. 2.2, *б*); s_i — осадка образца при изменении давления от 0 до p_i, развивающаяся по секущей AB.

Тогда из сопоставления выражений (2.3) и (2.1″) найдем

$$m_0 p_i = (1 + e_0)\, s_i/h,$$

откуда

$$m_0/(1 + e_0) = s_i/(h p_i). \qquad (2.4)$$

Правая часть уравнения (2.4) является относительной объемной деформацией грунта (отнесенной к единице давления). Поэтому левую часть этого уравнения обозначают буквой m_v и называют коэффициентом относительной сжимаемости:

$$m_v = s_i/(h p_i) = m_0/(1 + e_0), \qquad (2.4')$$

где m_v и m_0 — коэффициенты, измеряемые в единицах, обратных единицам давления, т. е. в МПа$^{-1}$; s_i — осадка образца при изменении давления от 0 до p_i по компрессионной кривой.

2.2.4. Структурная прочность грунта

Выше была рассмотрена деформация грунта, не обладающего структурной прочностью, т. е. уплотняющегося под действием небольшого давления. Такое явление обычно свойственно очень слабым грунтам.

Чаще всего грунты природного сложения уплотнены давлением вышележащих слоев. В некоторых же случаях уплотнение происходит под действием капиллярного давления, развивающегося при высыхании грунта, или вследствие понижения уровня подземных вод (снятие взвешивающего действия воды). В результате уплотнения частицы грунта сблизились и между ними образовались водно-коллоидные связи. В процессе длительного существования грунтов при определенных условиях в них дополнительно могли возникнуть хрупкие кристаллизационные связи. Суммарно эти связи придают грунту некоторую прочность, которую называют структурной прочностью грунта p_{str}.

При давлении, меньшем структурной прочности ($p < p_{str}$), когда оно воспринимается водно-коллоидными и кристаллизационными связями, процесс уплотнения практически не развивается. Лишь после разрушения этих связей при $p > p_{str}$ происходит уплотнение грунта. Компрессионная кривая для такого грунта имеет вид, показанный на рис. 2.3, *а*.

Казалось бы, по компрессионной кривой легко определить структурную прочность грунта, так как при изменении давления до p_{str} экспериментальные точки должны образовывать слегка наклонную прямую. Однако в действительности этот участок кривой обычно имеет выпуклость, направленную вверх. Объясняется это частичным нарушением структуры грунта (нарушение происходит при отборе монолитов грунта из скважины, хранении их и взятии образца в одометр), тем, что при сжатии образца разрушение структуры происходит сначала в отдельных наиболее напряженных точках контактов частиц даже при незначительном давлении. По мере увеличения давления разрушение в точках контактов быстро возрастает и процесс переходит в стадию уплотнения грунта во всем объеме образца.

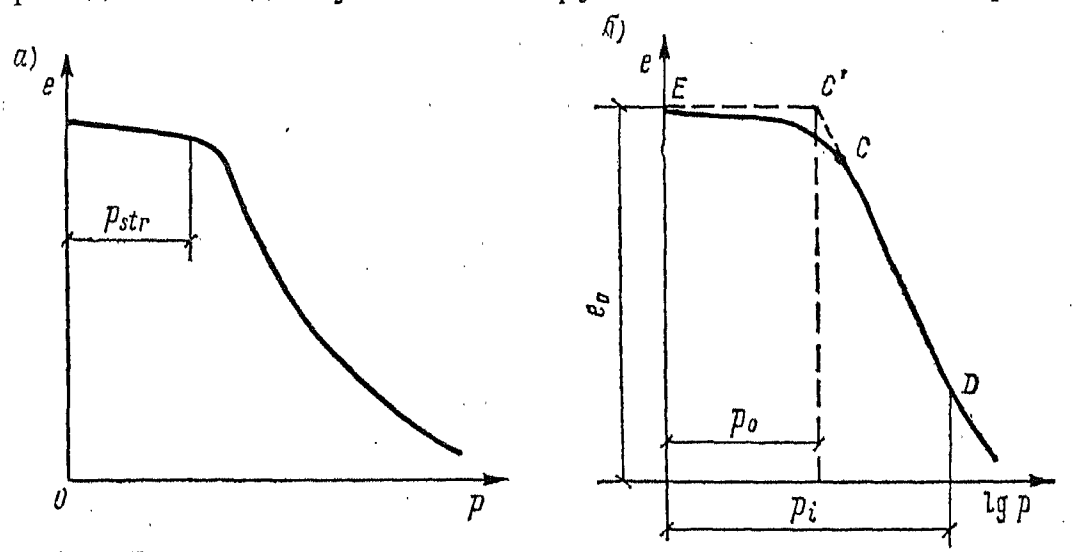


Рис. 2.3. Компрессионные кривые грунта, обладающего структурной прочностью, в простой (*а*) и полулогарифмической (*б*) системе координат

Из-за выпуклости начального участка компрессионной кривой точно установить по ее изображению в простой системе координат структурную прочность грунта p_{str} и, следовательно, начало первичного сжатия при $p > p_{str}$ в большинстве случаев затруднительно. Под первичным сжатием понимают процесс уплотнения грунта давлением, превышающим его структурную прочность, обусловленную уплотнением грунта обычно в природных условиях и связями между частицами грунта, возникшими в процессе его диагенеза.

Более четко начало первичного сжатия грунта выявляется при использовании компрессионной кривой, построенной в полулогарифмической системе координат (рис. 2.3, *б*). В этом случае компрессионной кривой первичного сжатия будет прямая *CD*. Продолжение этой прямой вверх до пересечения с горизонтальной (пунктирной) линией EC', соответствующей значению начального коэффициента пористости e_0, позволяет найти величину p_0, которую можно рассматривать как значение структурной прочности.

Структурная прочность грунта может быть определена также по результатам измерения бокового давления грунта при испытании его в приборе трехосного сжатия (по Е. И. Медкову) или по моменту возникновения давления в поровой воде (по Н. А. Цытовичу и М. Ю. Абелеву).

Действительно, при загружении образца водонасыщенного грунта в одометре или приборе трехосного сжатия давлением менее p_{str} оно воспринимается скелетом грунта, и поэтому давление в поровой воде равняется нулю. Как только давление превысит структурную прочность, образец грунта начнет уплотняться и значительная часть давления будет передаваться на поровую воду. При медленном увеличении давления на образец или при приложении нагрузки небольшими ступенями можно зафиксировать момент возникновения давления в поровой воде. Это давление, как считают Н. А. Цытович и М. Ю. Абелев, и будет соответствовать структурной прочности водонасыщенного грунта p_{str}.

Если скелет грунта обладает ползучестью, то определение структурной прочности по рассмотренным методикам не дает точного значения последней из-за малой деформируемости образца в период действия отдельной ступени давления до условной стабилизации. Если бы каждая ступень давления выдерживалась длительный период времени (например, год), то компрессионная кривая первичного сжатия располагалась бы ниже.

Пусть грунт после его образования уплотнялся непродолжительное время нагрузкой p_1 (рис. 2.4). В таком случае на полулогарифмической сетке компрессионной кривой первичного сжатия будет прямая *CD*. Если бы грунт, обладающий ползучестью, при каждой нагрузке уплотнялся в течение года, коэффициент

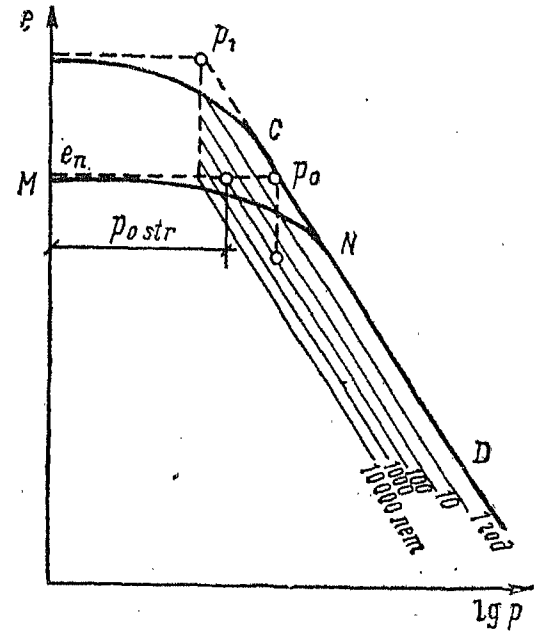


Рис. 2.4. Семейство компрессионных кривых первичного сжатия с учетом ползучести скелета грунта

пористости грунта характеризовался бы прямой, параллельной линии *CD*. Аналогичные прямые, как указал Л. Бьеррум, получаются при более продолжительном действии нагрузок. В результате имеем семейство параллельных прямых (см. рис. 2.4). Их взаимное расположение зависит от развития деформаций ползучести грунта при сжатии без возможности бокового расширения. Примем, что грунт уплотнялся под действием природного давления p_1 в течение 10 000 лет до коэффициента пористости e_n. В таком случае при испытании образцов грунта ненарушенной структуры в одометрах получается компрессионная кривая *MND*. Казалось бы, в качестве структурной прочности можно принять давление p_0. Однако поскольку возводимое сооружение должно существовать в течение ряда десятилетий, нам представляется, что за структурную прочность следует принять давление, которое не вызовет деформации грунтов в течение расчетного периода существования сооружения. Это давление на рис. 2.4 обозначено $p_{0\,str}$.

Таким образом, для грунтов, обладающих ползучестью при уплотнении, компрессионные кривые приводят к завышенным значениям их структурной прочности, т. к. $p_0 > p_{0\,str}$.

2.2.5. Закон уплотнения и линейная деформируемость грунта

Поскольку уравнение (2.3) описывает изменение коэффициента пористости e_i лишь в пределах секущей *AB* (см. рис. 2.2, *б*), оно дает приближенную зависимость между коэффициентом пористости и давлением. Для большого диапазона изменения давления компрессионная кривая первичного сжатия (прямая *CD* на рис. 2.3, *б*) описывается логарифмической зависимостью

$$e_i = e_0 - C_c \lg (p_i/p_0), \qquad (2.5)$$

где e_i — коэффициент пористости при давлении p_i; e_0 — начальный коэффициент пористости грунта; C_c — коэффициент компрессии (параметр кривой); p_0 — давление, при котором начинается первичное сжатие грунта.

Продифференцировав выражение (2.5), получим

$$de = -C_k\, dp/p,$$

где C_k — постоянная величина.

Следовательно, при первичном сжатии изменение коэффициента пористости грунта прямо пропорционально изменению давления и обратно пропорционально суммарному давлению. Эту зависимость применяют либо при рассмотрении деформаций очень слабых грунтов, либо при изменении давления в значительных пределах.

Давление в грунте основания промышленных и гражданских зданий и сооружений обычно изменяется в небольших пределах. Чаще всего оно повышается не более чем до 0,3 МПа и в редких случаях до 0,6 МПа. При таких давлениях секущая AB (см. рис. 2.2, *б*) близка к кривой, т. е. для расчетов можно пользоваться уравнением (2.3). Продифференцировав его, получим

$$de = -m_0\, dp. \qquad (2.3')$$

Поэтому закон компрессии грунта формулируется так: *изменение коэффициента пористости грунта прямо пропорционально изменению давления.*

Линейная деформируемость грунта в пределах небольших изменений давления вытекает из выражения (2.4′). Действительно, из (2.4′) следует:

$$m_v p_i = s_i/h.$$

Правая часть этого равенства является относительной деформацией грунта. Поскольку для определенного грунта и данного изменения давления величина m_v постоянна, относительная деформация грунта прямо пропорциональна давлению. Следовательно, грунт можно считать линейно деформируемым телом.

Однако в ряде случаев это положение приводит к значительным расхождениям между рассчитанными и наблюдаемыми в натуре деформациями. Поэтому в последнее время исследователи стремятся учесть нелинейную зависимость между напряжениями и деформациями. Однако такие решения еще не вошли в инженерную практику и требуют дополнительных разработок.

2.2.6. Компрессионная зависимость при объемном сжатии

При рассмотрении сжатия грунта Н. М. Герсеванов принял, что коэффициент пористости в любой точке грунтовой массы (бесструктурного грунта, все поры которого заполнены водой) зависит от суммы возникших главных напряжений θ, действующих в данной точке. Это допущение справедливо лишь для грунтов, которые не меняют своего объема при действии ка-

сательных напряжений. Такое положение обычно действительно для пылевато-глинистых водонасыщенных грунтов с влажностью, большей влажности на границе раскатывания ($w > w_p$).

При проведении компрессионных испытаний в одометрах образец грунта, находясь в жестком кольце, не может расширяться в стороны. При этом он оказывает на стенки кольца горизонтальные давление, которое соответствует горизонтальным напряжениям σ_x и σ_y, развивающимся в образце (следовательно, $\sigma_x = \sigma_y$). Вертикальное же нормальное напряжение σ_z равно интенсивности p приложенной нагрузки ($\sigma_z = p$). Поскольку боковое расширение грунта отсутствует, относительные горизонтальные деформации $\varepsilon_x = \varepsilon_y = 0$.

Известно, что относительная деформация упругого тела в соответствии с законом Гука находится из выражения

$$\varepsilon_x = \sigma_x/E_m - (\nu_m/E_m)(\sigma_y + \sigma_x), \tag{2.6}$$

где E_m — модуль упругости материала; ν_m — коэффициент бокового расширения материала (коэффициент Пуассона).

Так как в пределах небольших изменений давления грунты можно рассматривать как линейно деформируемые тела, аналогичное (2.6) выражение можно написать и для зависимости между напряжениями и деформациями грунта в одометре (при сжатии образца грунта без возможности бокового расширения). В таком случае

$$\varepsilon_x = \sigma_x/E_0 - (\nu/E_0)(\sigma_y + \sigma_z), \tag{2.6'}$$

где E_0 — модуль деформации грунта; ν — коэффициент бокового расширения грунта (коэффициент Пуассона).

Модуль деформации грунта часто называют модулем общей деформации грунта, подчеркивая тем самым, что этот показатель суммарно характеризует остаточные и упругие деформации грунта.

Подставив в выражение (2.6′) $\sigma_y = \sigma_x$, $\sigma_z = p$, $\varepsilon_x = 0$ и произведя преобразования, получим

$$\sigma_x = \sigma_y = [\nu/(1-\nu)]\, p = \xi p, \tag{2.7}$$

где ξ — коэффициент бокового давления грунта в состоянии покоя, т. е. при отсутствии горизонтальных перемещений:

$$\xi = \nu/(1-\nu). \tag{2.8}$$

Зная σ_x и σ_y, найдем сумму главных напряжений θ и p:

$$\theta = \sigma_x + \sigma_y + \sigma_z = (1 + 2\xi)\, p; \tag{2.9}$$

$$p = \theta/(1 + 2\xi).$$

Если полученное значение p подставить в выражение (2.3), будем иметь

$$e_i = e_0 - m_0\theta/(1 + 2\xi), \tag{2.10}$$

Выражение (2.10) может быть представлено в виде:

$$e_0 = e_i + m_0\theta/(1+2\xi) = \text{const}.$$

Следовательно, *сумма главных напряжений вполне определяет изменение коэффициента пористости грунтов в образце или рассматриваемой точке.* Поскольку для водонасыщенных грунтов коэффициент пористости обусловливает и влажность грунта, Н. М. Герсеванов * назвал эту закономерность принципом гидроемкости.

Выражение для коэффициента бокового давления ξ (см. формулы (2.8) и (2.7)) получены исходя из предположения, что коэффициент бокового расширения ν постоянен и не зависит от напряженного состояния грунта. Работы Е. И. Медкова и других исследователей свидетельствуют, что эта величина переменна. Однако учет переменности ν и ξ усложняет расчеты, в связи с чем в инженерной практике эти величины принимают постоянными.

Многочисленные измерения бокового давления покоя, выполненные рядом исследователей, показали, что для песков $\xi = 0{,}25...0{,}37$, а для пылевато-глинистых грунтов в зависимости от консистенции $\xi = 0{,}11...0{,}82$.

2.2.7. Определение модуля деформации грунта

В качестве деформационной характеристики грунта часто используют модуль общей деформации E_0, характеризующий остаточные и упругие деформации. Его определяют различными методами, в т. ч. по компрессионной кривой, испытанием грунта статической нагрузкой, с помощью прессиометров, а также по простейшим физическим характеристикам грунта.

Определение модуля деформации грунта с помощью компрессионной кривой. Модуль деформации грунта находят, используя обычное выражение для вертикальной относительной деформации при объемном сжатии, аналогичное выражению (2.6′):

$$\varepsilon_z = \sigma_z/E_0 - (\nu/E_0)(\sigma_x + \sigma_y). \qquad (2.11)$$

В соответствии с формулой (2.4′) вертикальная относительная деформация может быть определена также из выражения

$$\varepsilon_z = s_i/h = m_v p.$$

Приравняв правые части этих равенств с учетом, что $\sigma_z = p$, и согласно выражению (2.7), $\sigma_x = \sigma_y = p\nu/(1-\nu)$, полу-

* Герсеваков Н. М. Основы динамики грунтовой массы. М.: Госстройиздат, 1933.

чим

$$m_v p = \frac{p}{E_0}[1 - 2\nu^2/(1 - \nu)].$$

Если обозначить

$$\beta = 1 - 2\nu^2/(1 - \nu), \qquad (2.12)$$

то

$$m_v = \beta/E_0, \quad \text{или} \quad E_0 = \beta/m_v. \qquad (2.13)$$

Применение формул (2.13) возможно, когда известно достаточно точное значение ν или β, конечно, если эти величины постоянны. Использование табличных значений ν и β может приводить к существенным ошибкам. Поэтому при компрессионных испытаниях без крайней необходимости к модулю деформации переходить не рекомендуется.

Исследованиями Е. И. Медкова доказано, что ν, а следовательно, и β являются для сравнительно плотных грунтов функциями давления. Для слабых грунтов эти величины часто допускается принимать постоянными (в инженерных расчетах принимаются постоянными для всех грунтов).

Значение модуля деформации грунта, найденное с помощью компрессионной кривой, нередко отличается от действительного. Это обусловлено следующими причинами. Извлечение образца грунта из скважины или шурфа для проведения компрессионных испытаний неизбежно сопровождается уменьшением напряжений в скелете образца грунта (снятие природного давления) и снижением до нуля давления в поровой воде (при отборе образца грунта ниже уровня подземных вод). Изменение напряжений в скелете грунта и поровой воде вызывает увеличение объема образца грунта. В грунтах, обладающих относительно большой структурной прочностью, увеличение объема образца грунта может ограничиваться возникновением упругих деформаций расширения. Однако в большинстве случаев при извлечении образцов из скважин ниже уровня подземных вод происходит частичное или полное разрушение структурных связей, действовавших в грунте, вследствие возрастания объема пузырьков воздуха или газов, заключенных в порах грунта.

Действительно, при уменьшении давления в поровой воде объем пузырьков воздуха (газа) существенно увеличивается, что приводит к развитию напряжений растяжения в скелете грунта. При этом связи малой прочности между частицами грунта разрушаются. Таким образом, нередко компрессионные испытания проводятся с образцами частично нарушенной, а не природной структуры, что сказывается на результатах компрессионных испытаний и может привести к получению заниженных значений модуля деформации грунта. По указанной причине для определения характеристики деформируемости грунта (модуля деформации грунта) строители давно применяют испытания грунтов статической нагрузкой.

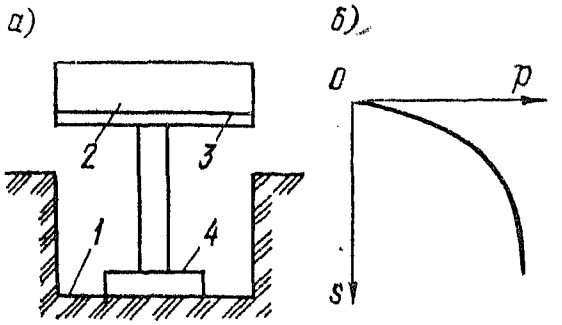


Рис. 2.5. Испытание грунта статической нагрузкой в шурфе
а — схема установки; *б* — зависимость осадка от интенсивности давления

Определение модуля деформации грунта по данным его испытания статической нагрузкой. На дно *1* шурфа (рис. 2.5, *а*) или скважины устанавливают жесткий штамп *4*, тщательно притирая его к основанию. К платформе *3* прикладывают нагрузку *2* со ступенчато возрастающей интенсивностью. В результате такого эксперимента получают график зависимости осадки штампа от среднего давления по его подошве (рис. 2.5, *б*). Кривая, выражающая эту зависимость в пределах небольших давлений, как правило, сравнительно близка к прямой, что еще раз подтверждает возможность принятия линейной зависимости между напряжениями и деформациями в грунтах.

Результаты испытаний грунтов статической нагрузкой с помощью жестких штампов позволяют определить модуль деформации грунтов, используя теорию упругости, по формуле

$$E_0 = \omega d\,(1 - \nu^2)\,\Delta p/\Delta s, \qquad (2.14)$$

где ω — коэффициент, принимаемый для круглых жестких штампов равным 0,8; d — диаметр штампа; Δp — приращение среднего давления по подошве штампа в пределах интересующих нас изменений давления на участке приблизительно линейной зависимости между s и p; Δs — приращение осадки штампа при изменении давления на Δp.

Это выражение получено из формулы осадки жесткого штампа на упругом основании, выведенной для условий деформаций упругого полупространства Буссинеском. Оно в определенной мере справедливо и для линейно деформируемого полупространства.

На первый взгляд кажется, что значения E_0, найденные по формуле (2.14), близки к действительности. Однако это не так. В данном случае они определены исходя из линейной деформируемости бесконечного полупространства. Фактически же грунты уплотняются в пределах сравнительно ограниченной глубины, ниже которой вследствие рассеивания давления возникают напряжения, меньшие структурной прочности грунта. Следовательно, ниже некоторой глубины деформируемость грунта будет намного меньше. Принимая зависимость между напряжениями и деформациями в пределах полупространства линейной, получают завышенный модуль деформации грунта E_0.

Однако это завышение, а также завышение модуля деформации вследствие неполной стабилизации деформаций грунта

во времени из-за медленного их развития частично компенсируются тем, что при вскрытии шурфа или бурении скважины в массиве грунта, подвергаемого в дальнейшем испытанию, неизбежно уменьшаются напряжения. Уменьшение же напряжений ведет к разуплотнению грунта и к частичному нарушению природной структуры. По этой причине в последнее время для испытаний грунтов стали применять завинчиваемые штампы.

Другие методы определения модуля деформации грунта. Одним из относительно распространенных методов определения модуля деформации грунтов является прессиометрическое испытание их. Суть такого испытания сводится к бурению скважины, в которую опускают резиновый цилиндрический баллон, заполненный жидкостью, — прессиометр. По мере увеличения давления в баллоне оно передается на стенки скважины и уплотняет окружающий грунт. Зная давление и деформации, по соответствующим формулам находят значение модуля деформации грунта.

Применение такого испытания целесообразно при изотропных грунтах, которые обладают одинаковой деформативностью в вертикальном и горизонтальных направлениях. Конечно, бурение частично изменяет напряженное состояние грунта вокруг скважины, что создает погрешности при определении модуля деформации.

Значение E_0 можно определять также на приборе трехосного сжатия (стабилометре). Иногда его принимают по таблицам СНиП 2.02.01—83 или региональных нормативных документов, исходя из простейших физических характеристик грунта.

2.3. Водопроницаемость грунтов

Уплотнение водонасыщенного грунта вызывает уменьшение его пористости и, следовательно, влажности. Значит, во время уплотнения грунта выдавливается вода. Она должна пройти некоторый путь в толще грунта, т. е. профильтроваться через него. Процесс уплотнения, очевидно, зависит от скорости отжатия воды из пор. Строителей часто интересуют и другие вопросы, связанные с фильтрацией воды через грунт (приток воды в котлован, размеры воронки депрессии поверхности подземных вод и т. п.). Поэтому необходимо знать законы фильтрации воды в грунте.

2.3.1. Закон ламинарной фильтрации

Как показывают опыты, движение воды в порах грунта происходит в соответствии с законом ламинарной фильтрации.

Математическое выражение этого закона, предложенное Дарси, имеет вид:

$$v_f = k_f i, \tag{2.15}$$

где v_f — скорость фильтрации, или объем воды, проходящей через единицу площади поперечного сечения грунта в единицу времени; k_f — коэффициент фильтрации, равный скорости фильтрации при гидравлическом градиенте $i = 1$; i — гидравлический градиент, равный потере напора $H_2 - H_1 = H$ отнесенной к пути фильтрации L:

$$i = (H_2 - H_1)/L. \tag{2.16}$$

Закон ламинарной фильтрации (Дарси) формулируется так: *скорость фильтрации v_f прямо пропорциональна гидравлическому градиенту i.*

Поскольку давление в поровой воде p_w измеряется в килопаскалях, напор выражается высотой столба воды:

$$H = p_w/\gamma_w, \tag{2.17}$$

где γ_w — удельный вес воды (кН/м³).

Коэффициент фильтрации измеряется в единицах скорости — обычно в сантиметрах в секунду или в сантиметрах в год (1 см/с $\approx 3 \cdot 10^7$ см/год). Значение его может находиться в больших пределах в зависимости от гранулометрического состава и плотности грунтов. Для песков $k_f = r \cdot 10^{-1} ... r \cdot 10^{-4}$ см/с; для супесей $k_f = r \cdot 10^{-3} ... r \cdot 10^{-6}$ см/с; для суглинков $k_f = r \cdot 10^{-5} ... r \cdot 10^{-8}$ см/с; для глин $k_f = r \cdot 10^{-7} ... r \cdot 10^{-10}$ см/с (где r — любое число от 1 до 10). Указанные значения коэффициентов фильтрации относятся к монолитным изотропным грунтам.

Если принять среднее значение коэффициента фильтрации песка $k_f = 10^{-2}$ см/с и глин $k_f = 10^{-8}$ см/с, то окажется, что при одном и том же градиенте за одно и то же время вода пройдет в песке путь в 10 км, а в глине — в 1 см.

2.3.2. Понятие о начальном градиенте

Движение воды в грунте происходит по закону ламинарной фильтрации (кривая *1* на рис. 2.6), когда грунт содержит свободную воду в порах, большая часть которых сообщается друг с другом. В плотном пылевато-глинистом грунте, в порах которого нет свободной воды или она находится в разобщенных между собой относительно крупных порах, т. е. влага содержится в грунте пре-

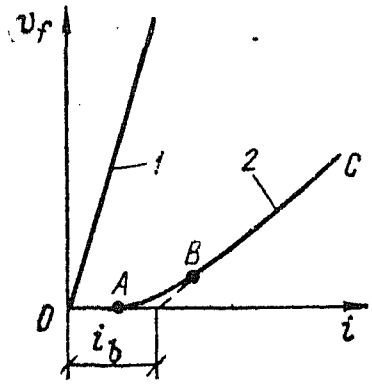


Рис. 2.6. Зависимость скорости фильтрации от гидравлического градиента

имущественно в виде гидратных оболочек связанной воды, окружающих частицы грунта, как показали исследования С. А. Роза, Б. Ф. Рельтова и др., фильтрация воды начинается лишь при градиенте, большем некоторого значения, необходимого для преодоления сопротивления ее движению водно-коллоидных пленок. В таком случае зависимость между градиентом и скоростью фильтрации будет иметь вид кривой *2*, изображенной на рис. 2.6. На этой кривой можно выделить два основных участка: криволинейный участок *AB*, соответствующий переходу от момента возникновения фильтрации к моменту развития установившейся фильтрации, и участок установившейся фильтрации *BC*.

Для участка *BC* скорость фильтрации находят по выражению:

$$v_f = k'_f (i - i_b), \tag{2.18}$$

где k'_f — параметр прямой $v_f = f(i)$; i_b — начальный градиент, определение которого показано на рис. 2.6.

В большинстве случаев начальный участок кривой *2* можно заменить прямой (пунктир на рис. 2.6). Прямая *1* на рис. 2.6 соответствует зависимости v_f от i в грунтах, не обладающих начальным градиентом.

В водонасыщенных грунтах, обладающих начальным градиентом, вода практически не будет выдавливаться в зоне с небольшими градиентами, поэтому при возникшем напряженном состоянии грунт в этой зоне не сможет уплотняться по закону фильтрационной консолидации.

Как показывают исследования; процесс уплотнения грунтов во времени при градиентах, меньших i_b, развивается на порядок медленнее, чем при фильтрационной консолидации, поэтому его часто не учитывают.

2.3.3. Определение коэффициента фильтрации

Для хорошо фильтрующих грунтов k_f определяют с помощью прибора (рис. 2.7, *а*), состоящего из трубы длиной L, заполненной грунтом, и двух трубок — подводящей и отводящей воду. При разности напоров $H_2 — H_1$ вода будет фильтроваться под действием градиента i, вычисляемого по формуле (2.16). Определив объем воды в колбе V, профильтровавшейся за время t, можно найти

$$k_f = V/Ait,$$

где A — площадь поперечного сечения образца грунта.

При пылевато-глинистых грунтах для определения коэффициента фильтрации приходится создавать большой напор. Тогда значение можно определять с помощью прибора конструк-

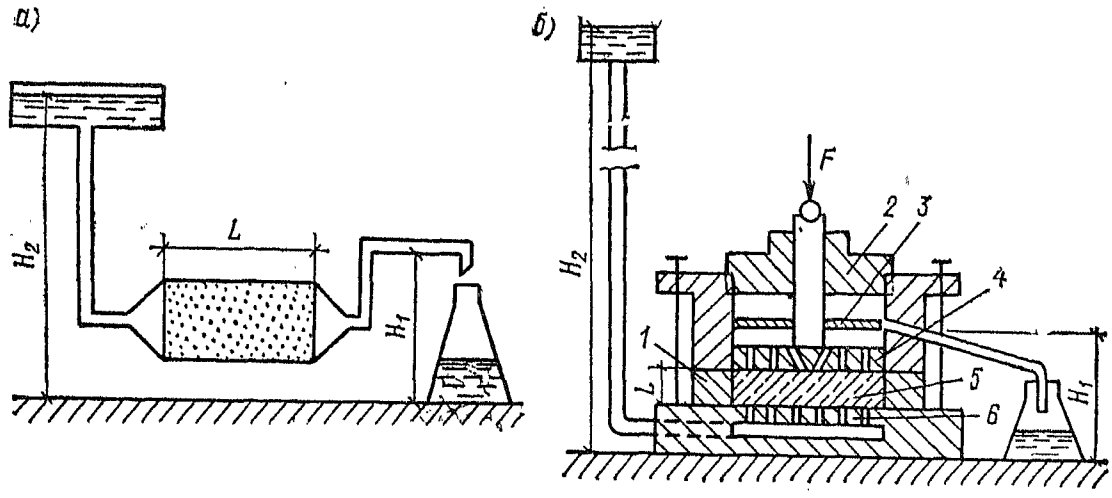


Рис. 2.7. Схемы установок для определения коэффициента фильтрации
а — песка; *б* — пылевато-глинистого грунта

ции Б. И. Далматова (рис. 2.7, *б*). В этом приборе образец грунта *5* помещается в кольцо *1*, устанавливаемое на фильтрующее днище *6*. Сверху располагается фильтрующий поршень *4*. Вода поступает со значительным давлением под фильтрующее днище, проходит через образец грунта, заполняет пространство над поршнем и выливается в колбу. Для ускорения процесса фильтрации камера над поршнем заранее заливается водой. Как установлено опытами, вследствие образующегося выпуклого мениска вода поступает в колбу периодически и сразу в относительно большом количестве. Для устранения мениска на уровне сливного отверстия устанавливается пластинка *3* с вырезом в месте отверстия. Это способствует капельному поступлению воды в колбу. Для исключения испарения воды прибор герметизируется завинчивающейся крышкой *2*.

Для предотвращения движения воды вдоль стенок кольца к фильтрующему поршню прикладывают внешнюю нагрузку, большую, чем структурная прочность грунта. Если это по каким-либо причинам нежелательно, берут образец, имеющий диаметр на 8...10 мм меньше внутреннего диаметра кольца, и зазор между грунтом и стенками кольца заполняют нефильтрующим вязким веществом.

С помощью такого прибора можно устанавливать коэффициент фильтрации суглинков и глин при $k_f \leqslant 10^{-9}$ см/с. Коэффициент фильтрации песков и супесей для расчета притока воды в котлованы рекомендуется определять в полевых условиях методом пробных откачек или путем налива воды в скважины.

2.3.4. Модель водонасыщенного грунта

Для лучшего понимания процесса уплотнения грунта во времени рассмотрим механическую модель грунтовой массы.

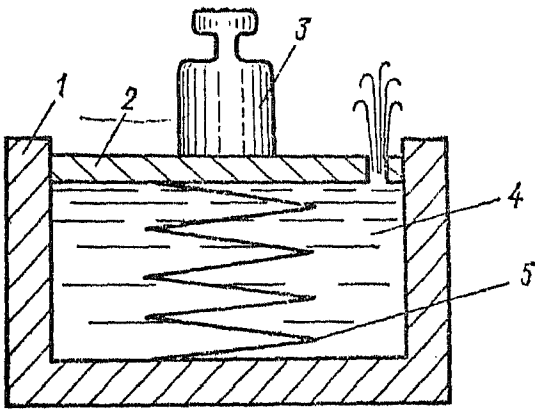


Рис. 2.8. Модель деформации во времени грунта, полностью насыщенного водой

В стакан *1* (рис. 2.8) поставим пружину *5* и до ее верха нальем практически несжимаемую (не содержащую воздуха) воду *4*. На поверхность воды и верх пружины поставим поршень *2* с отверстием малого диаметра и приложим к поршню нагрузку *3*, создающую давление p.

В первый момент времени после загружения (при $t = 0$), пока несжимаемая вода не успела выйти из отверстия, поршень еще не переместился по вертикали. Следовательно, пружина не получила деформацию, и усилие в ней, отнесенное к единице площади поршня p_z, будет равна нулю ($p_z = 0$). В воде же возникает давление $p_w = p$. Таким образом, в первый момент времени давление полностью передается на воду.

По мере выдавливания воды из стакана через отверстие в поршне последний будет опускаться, что вызовет развитие все большей деформации пружины. В течение этого процесса значение p_w уменьшается, а значение p_z увеличивается. В результате будет сохраняться равенство

$$p_z + p_w = p. \tag{2.19}$$

После выдавливания определенного количества воды из-под поршня давление p будет полностью передано на пружину, т. е. при $t = \infty$ давление $p_w = 0$ и $p_z = p$.

Эта механическая модель в известной степени иллюстрирует деформацию полностью насыщенного водой грунта, не обладающего структурной прочностью и ползучестью скелета. При сжатии образца водонасыщенного грунта, помещенного в одометр, в поровой воде возникает давление p_w. По мере выдавливания воды из образца давление в поровой воде падает, а давление p_z в деформирующемся скелете грунта увеличивается. Таким образом, давление в пружине моделирует давление в скелете, а давление в воде соответствует давлению в поровой воде.

Если в поровой воде содержится воздух в растворенном виде или в виде пузырьков, то она мгновенно деформируется сразу после приложения нагрузки. Это можно исследовать с помощью той же модели (см. рис. 2.8). В данном случае вследствие сжатия воды после приложения нагрузки часть давления будет передаваться на воду, а часть на скелет, т. е. справед-

ливо выражение (2.19). Чем большей сжимаемостью обладает поровая вода, тем большая часть усилия в начальный момент времени передается на скелет. Во все последующие отрезки времени после загружения давление в воде станет уменьшаться вследствие выдавливания ее из грунта. Этот процесс развивается до тех пор, пока все давление не будет передано на пружину (скелет грунта).

В водонасыщенном грунте, обладающем ползучестью, деформации развиваются во времени как в результате постепенного выдавливания воды из пор грунта, так и вследствие ползучести самого скелета. Этот вопрос рассмотрен в п. 7.6.

2.3.5. Понятие об эффективном и нейтральном давлении

Механическая модель (см. рис. 2.8) наглядно демонстрирует, что в процессе уплотнения грунта в нем одновременно действуют две системы давлений: давление в скелете грунта, называемое эффективным, и давление в поровой воде, называемое нейтральным. Эффективное давление характеризует напряженное состояние скелета грунта. Под этим давлением грунт уже деформировался, т. е. уплотнился и упрочнился. Следовательно, такое давление эффективно сказывается на состоянии грунта. Нейтральное же давление не влияет на напряженное состояние скелета полностью водонасыщенного грунта, т. е. оно нейтрально по отношению к скелету грунта.

Обозначим эффективное давление p_d, а нейтральное давление p_w. Руководствуясь выражением (2.19), можно записать

$$p = p_d + p_w.$$

Отсюда эффективное давление

$$p_d = p - p_w,$$

где p — полное, или тотальное, давление, действующее в грунте.

Эти рассуждения справедливы только для грунта, полностью насыщенного водой. Если же поровая вода в грунте содержит воздух в растворенном виде или в виде пузырьков, то, как показали опыты, проведенные в ЛИСИ, после приложения к образцу грунта гидростатического давления он получал деформации, так как объем поровой воды, содержащей воздух, уменьшился. В таком случае давление в поровой воде нельзя считать нейтральным. Однако и в этих опытах гидростатическое давление передавалось частично на воду, заключенную в порах, и частично на скелет грунта.

2.4. Сопротивление грунтов сдвигу. Закон Кулона

Грунты в основании сооружений, а также при неодинаковых отметках их поверхности испытывают воздействие не только нормальных, но и касательных напряжений. Когда касательные напряжения по какой-либо поверхности в грунте достигают его предельного сопротивления, происходит сдвиг одной части массива грунта по другой.

Сопротивление грунта сдвигу (предельное) может быть установлено испытанием его образцов на прямой сдвиг (срез), путем трехосного сжатия, вдавливанием штампа с шаровой или конусообразной поверхностью, по результатам среза грунта крыльчаткой по цилиндрической поверхности и другими способами.

2.4.1. Сопротивление сдвигу сыпучих грунтов

Если образец песка *1* поместить в сдвиговой прибор в виде кольца, разрезанного по горизонтальной плоскости (рис. 2.9, *а*), то, приложив силу N и постепенно увеличивая силу T, можно достигнуть среза (сдвига) одной части образца по другой приблизительно по линии, обозначенной пунктиром. Прибор имеет нижнюю неподвижную обойму *4*; верхнюю подвижную обойму *3* и зубчатые фильтрующие пластины сверху и снизу *2*.

Если мы проведем несколько таких опытов при различном вертикальном напряжении $\sigma = N/A$ (где A — площадь образца в плоскости среза), то получим, что чем больше σ, тем больше предельное сопротивление грунта сдвигу τ_u. По данным экспериментов построим зависимость предельного сопротивления сыпучего грунта сдвигу τ_u от давления (рис. 2.9, *б*). На основе многочисленных опытов установлено следующее: для несвязных (идеально сыпучих) грунтов экспериментальные

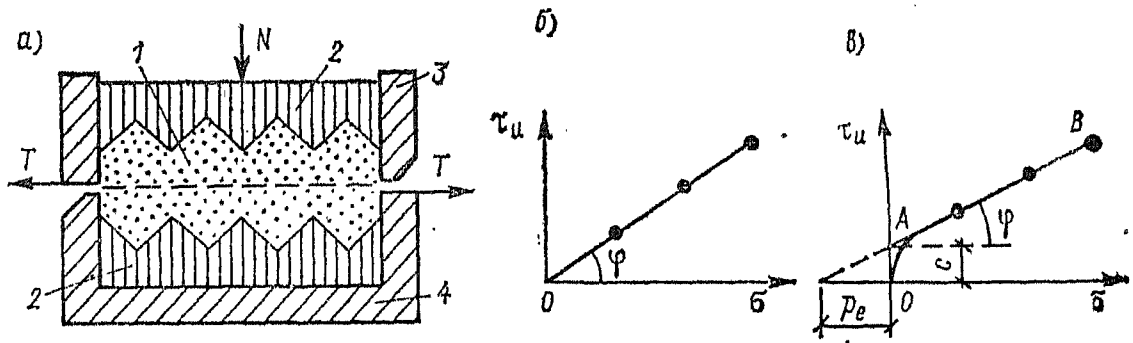


Рис. 2.9. Схема прибора для испытания грунта на сдвиг (*а*) и графики сопротивления сдвигу сыпучего (*б*) и связного (*в*) грунта

точки в пределах обычных изменений напряжений (до 0,5 МПа) оказываются на прямой, выходящей из начала координат. В таком случае для любого нормального напряжения

$$\tau_{ul} = \sigma_l \operatorname{tg} \varphi, \qquad (2.20)$$

где $\operatorname{tg} \varphi$ — коэффициент внутреннего трения, характеризующий трение грунта о грунт: $\operatorname{tg} \varphi = f$; φ — угол внутреннего трения.

Зависимость (2.20) установлена Ш. Кулоном еще в 1773 г. Она выражает закон сопротивления сыпучих грунтов сдвигу, который формулируется так: *предельное сопротивление сыпучих грунтов сдвигу прямо пропорционально нормальному напряжению.* Этот закон называется законом Кулона.

2.4.2. Сопротивление сдвигу связных грунтов

Глины, суглинки и супеси обладают связностью, интенсивность которой зависит от влажности грунта и степени его уплотненности. Как установлено в п. 2.3, приложенная к образцу водонасыщенного пылевато-глинистого грунта вертикальная нагрузка в первый момент времени передается на поровую воду. Лишь по мере выдавливания ее из пор это давление будет воздействовать на скелет грунта. В связи с этим образец испытывают на сдвиг после консолидации грунта, когда все возникающее нормальное напряжение уже передано на скелет грунта.

Для сохранения природной структуры пылевато-глинистого грунта фильтрующий поршень и днище обычно делают плоскими — без зубцов, показанных на рис. 2.9, *а*. Если в таком приборе провести несколько испытаний на сдвиг одного и того же грунта, подвергая образцы воздействию различных напряжений σ, то получим в общем случае криволинейную зависимость предельного сопротивления грунта сдвигу τ_u от σ (рис. 2.9, *б*). Криволинейность зависимости наиболее ощутима при малых значениях σ. При напряжениях в диапазоне 0,05...0,5 МПа практически имеем прямую, описываемую уравнением

$$\tau_{ul} = c + \sigma_l \operatorname{tg} \varphi, \qquad (2.21)$$

где c и φ — параметры прямой.

Закон сопротивления пылевато-глинистых грунтов сдвигу формулируется так: *предельное сопротивление связных грунтов сдвигу при завершенной их консолидации есть функция первой степени нормального напряжения.*

Следует обратить внимание на то, что уравнение (2.21) получено для образцов грунта, находящихся в различном состоянии по плотности, так как перед сдвигом они подвергались уплотнению разным по величине давлением. Очевидно, что каж-

дый образец при этом будет обладать своим значением сцепления, т. е. сцепление образцов одного и того же грунта, уплотненных неодинаковым давлением, различно. По этой причине угол наклона прямой AB на рис. 2.9, *в*, строго говоря, не является углом внутреннего трения. Однако в механике грунтов параметр c принято называть удельным сцеплением, а φ — углом внутреннего трения.

Для определения истинных значений сцепления и угла внутреннего трения необходимо испытывать образцы, находящиеся в одном и том же состоянии по плотности. С этой целью образцы грунта иногда испытывают на сдвиг сразу же после приложения нагрузки, не дожидаясь их консолидации. Однако такое испытание не позволяет учитывать упрочнение грунтов в связи с их уплотнением в основании под действием приложенной нагрузки.

Если прямую AB продлить влево до пересечения с осью абсцисс, то она отсечет на ней отрезок p_e (ри. 2.9, *в*). Величину p_e часто называют давлением связности. Используя это давление, параметр сцепления (связности) грунта можно представить в виде

$$c = p_e \operatorname{tg} \varphi, \tag{2.22}$$

откуда

$$p_e = c/\operatorname{tg} \varphi = c \cdot \operatorname{ctg} \varphi. \tag{2.23}$$

2.4.3. Сопротивление сдвигу неконсолидированных грунтов

Для оценки сопротивляемости грунтов сдвигу при неполной их консолидации используют график с параметрами c и φ, приведенный на рис. 2.9, *в*, но нормальное напряжение уменьшают на давление в поровой воде, т. е. принимают равным напряжению в скелете грунта:

$$\sigma_d = \sigma - p_w, \tag{2.24}$$

где σ — полное нормальное напряжение; p_w — давление в поровой воде при неполной консолидации грунта.

Другой путь учета неполной консолидации пылевато-глинистых грунтов был предложен Н. Н. Масловым. Он сводится к испытанию образцов грунта на неконсолидированный сдвиг через различные промежутки времени после приложения давлений одной и той же интенсивности. Сразу после сдвига из области среза берут пробы грунта для определения его влажности. Это позволяет построить график зависимости предельного сопротивления грунта сдвигу от влажности. Три-четыре серии таких испытаний при различных давлениях ($p_1 ... p_3$) дают возможность построить семейство кривых предельного сопротивления сдвигу как функции влажности (рис. 2.10, *а*). Используя

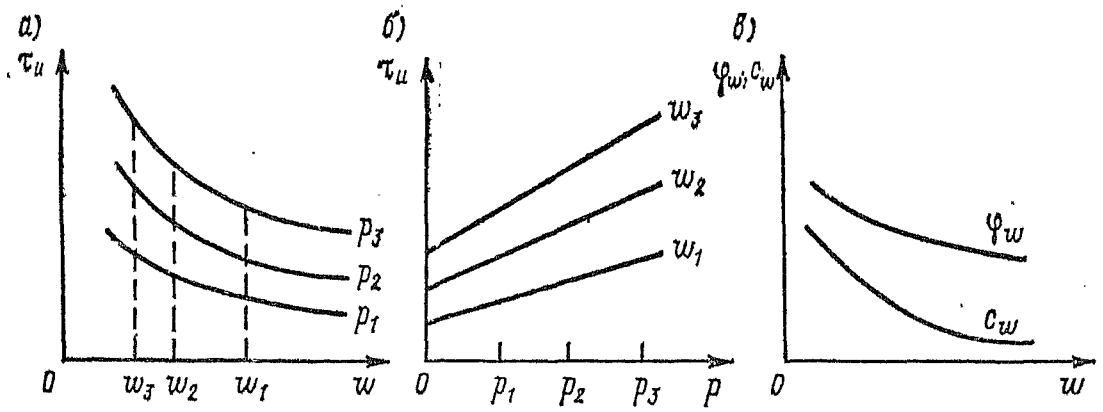
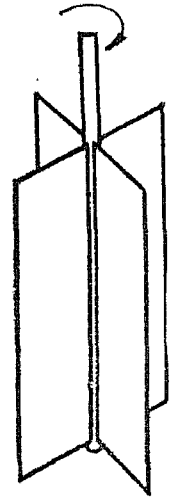


Рис. 2.10. Зависимости предельного сопротивления сдвигу от влажности (*а*) и от давления (*б*); зависимость параметров φ_w и c_w от влажности (*в*)

этот график, строят другой график — зависимости предельного сопротивления сдвигу от давления для любой влажности, зафиксированной при испытаниях (рис. 2.10, *б*). По такому графику устанавливают значения удельного сцепления c_w и угла внутреннего трения φ_w грунта, обладающего определенной влажностью. Таким образом, значения c_w и φ_w относятся к определенному состоянию грунта. Зная эти характеристики грунта при различных влажностях, можно построить график зависимостей удельного сцепления и угла внутреннего трения от влажности (рис. 2.10, *в*).

Использование полученных значений характеристик затрудняется сложностью прогнозирования изменения влажности грунта в основании возводимых сооружений. В связи с этим при водонасыщенных грунтах, действуя в запас, чаще всего ориентируются на максимальную влажность, соответствующую природной. Для такого состояния грунтов их предельное сопротивление сдвигу можно определить наиболее точно полевыми испытаниями путем четырехлопастного среза, зондирования или пенетрации — внедрения в грунт пенетрометра с конусообразным или шаровым наконечником.



Срез четырехлопастным прибором осуществляется следующим образом. В грунт ниже забоя скважины внедряют четырехлопастную крыльчатку (рис. 2.11) и поворачивают ее вокруг вертикальной оси. Максимальное значение момента, затрачиваемого на вращение этого прибора в грунте, относят к площади цилиндрической поверхности и двух круглых поверхностей сдвига и тем самым определяют предельное сопротивление грунта сдвигу в условиях его природного состояния.

Рис. 2.11. Схема четырехлопастной крыльчатки

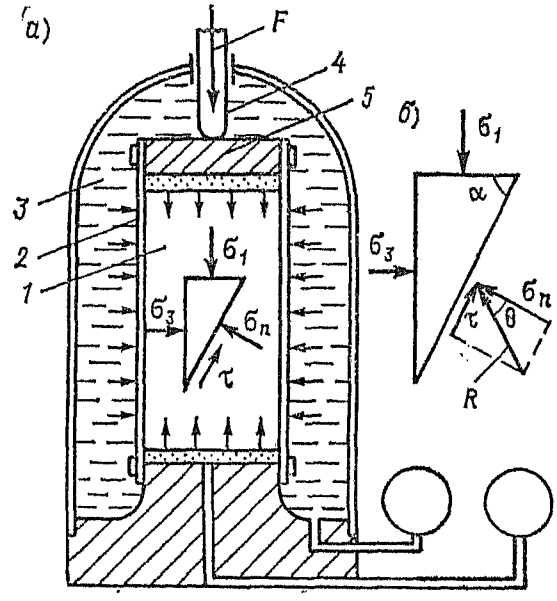


Рис. 2.12. Схема стабилометра для трехосного испытания образца грунта (*а*) и напряжения (*б*), действующие на трехгранную призму, вырезанную из образца

При анизотропном грунте его предельное сопротивление сдвигу по вертикальным плоскостям часто существенно отличается от предельного сопротивления сдвигу по горизонтальным плоскостям (верхнему и нижнему основаниям цилиндра вращающейся части грунта). В таком случае проводят испытания на срез двумя крыльчатками, у которых отношения радиуса к высоте существенно различаются.

2.4.4. Сопротивление грунтов сдвигу при трехосном сжатии

Испытания грунта на трехосное сжатие обычно проводят в стабилометрах (рис. 2.12, *а*), где цилиндрический образец грунта *1*, заключенный в резиновую оболочку *2*, предварительно подвергают всестороннему сжатию с интенсивностью p_3 путем повышения давления в жидкости *3*, заполняющей полость прибора. Затем через шток *4* к поршню *5* прикладывают вертикальную нагрузку F, создавая на грунт давление p_1 (после суммирования с p_3). Давления p_1 и p_3 вызывают в образце главные напряжения σ_1 и σ_3. Увеличивая σ_1, можно достигнуть разрушения образца либо в виде сдвига по наклонной поверхности, либо в виде существенного расширения в стороны в результате уменьшения высоты.

Зная главные напряжения в момент разрушения образца, строят круг напряжений Мора (рис. 2.13). Проводя несколько таких испытаний при различных значениях σ_3, находят огибающую кругов Мора. На участке напряжений σ_1, возникаю-

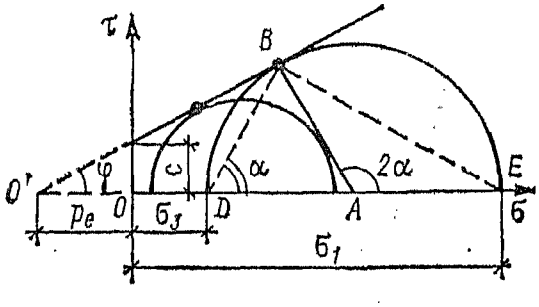


Рис. 2.13. Круги Мора, построенные по результатам испытания образцов грунта на сжатие в стабилометре

щих в основаниях сооружений, огибающую можно принять в виде касательной прямой, как при испытании грунтов на прямой сдвиг. Эта прямая для связных грунтов пересекается с осью σ левее начала координат и отсекает на ней отрезок p_e. Полученный график аналогичен графику сопротивления сдвигу связных грунтов (см. рис. 2.9, *в*).

2.4.5. Предельное напряженное состояние в точке

Рассмотрим плоское напряженное состояние трехгранной призмы, мысленно вырезанной из образца грунта, подвергнутого трехосному сжатию (см. рис. 2.12, *б*). В таком случае по двум взаимно перпендикулярным площадкам действуют главные напряжения σ_1 и σ_3, а к площадке, отклоненной на угол α от главной площадки, по которой действует наибольшее главное напряжение, приложена равнодействующая R под углом θ к нормали. Значение угла θ при изменении угла α от 0 до 90° сначала возрастает от нуля до некоторого θ_{max}, а затем убывает до нуля.

Из сопротивления материалов известно, что значение θ_{max} может быть найдено из выражения

$$(\sigma_1 - \sigma_3)/(\sigma_1 + \sigma_3) = \sin \theta_{max}. \qquad (2.25)$$

Для сыпучих грунтов во всех случаях θ_{max} не может быть больше угла внутреннего трения φ. Следовательно, условием предельного равновесия сыпучих грунтов будет

$$\theta_{max} = \varphi, \qquad (2.26)$$

или

$$(\sigma_1 - \sigma_3)/(\sigma_1 + \sigma_3) = \sin \varphi. \qquad (2.27)$$

Для связных грунтов, как отмечалось ранее, давление связности рассматривается как сила всестороннего сжатия, равная p_e (см. рис. 2.9, *в* и 2.13). Прибавляя в выражении (2.27) к σ_1 и σ_3 по p_e, получим условие предельного равновесия связных грунтов

$$(\sigma_1 - \sigma_3)/(\sigma_1 + \sigma_3 + 2p_e) = \sin \varphi. \qquad (2.28)$$

2.4.6. Круги Мора

Рассмотрим круг Мора (рис. 2.13). Радиус круга

$$AB = (\sigma_1 - \sigma_3)/2,$$

а отрезок $O'A$ можно найти из выражения

$$O'A = p_e + \sigma_3 + (\sigma_1 - \sigma_3)/2 = p_e + (\sigma_1 + \sigma_3)/2.$$

Зная AB и $O'A$, найдем

$$\sin AO'B = AB/O'A = (\sigma_1 - \sigma_3)/(\sigma_1 + \sigma_3 + 2p_e).$$

Сравнивая это выражение с выражением (2.28), видим, что $\angle AO'B = \varphi$.

Итак, в результате испытания грунта на трехосное сжатие можно построить касательную к кругам Мора и определить параметры φ и c.

Для определения направления площадок скольжения (рис. 2.13) соединим точку B с концами отрезков напряжений σ_1 (точка E) и σ_3 (точка D). Из сопротивления материалов известно, что $\angle BAE = 2\alpha$ (где α — угол между площадкой наибольшего главного напряжения и площадкой скольжения). Поскольку $2\alpha = 90° + \varphi$, то $\alpha = 45° + \varphi/2$. Отсюда отклонение площадок скольжения от направления наибольшего главного напряжения σ_1 будет

$$\beta = 45° - \varphi/2. \tag{2.29}$$

2.5. Вычисление характеристик грунта

2.5.1. Статистический подход к определению характеристик грунта

Грунт по своей природе — тело неоднородное. Определение какой-либо его характеристики по одному образцу дает только частное ее значение. Для определения нормативного значения требуется многократное нахождение данной характеристики и статистическая обработка результатов экспериментов. Методами математической статистики обрабатывают данные, полученные для каждого инженерно-геологического элемента (слоя), выделенного по цвету, гранулометрическому составу, показателю текучести и визуально. Если возникает сомнение в правильности членения толщи грунта на инженерно-геологические элементы, целесообразно построить кривые вероятности для простейших физических характеристик, в частности при пылевато-глинистых — для показателя текучести. При наличии на кривой двух максимумов или явного уступа рассматриваемый слой расчленяют на два-три инженерно-геологических элемента в соответствии с требованиями ГОСТ 20522—75 и для каждого из них проводят статистическую обработку.

2.5.2. Определение характеристик физического состояния и деформационных характеристик грунта

По данным частных определений какой-либо характеристики физического состояния грунта устанавливают ее нормативное значение X_n как среднеарифметическую величину:

$$X_n = \frac{1}{n}\sum_{i=1}^{n} X_i, \tag{2.30}$$

где n — число экспериментов по определению характеристики; X_i — частное (i-е) значение искомой характеристики.

Характеристики X, используемые в расчетах, обычно называют расчетными и определяют по формуле

$$X = X_n/\gamma_g, \tag{2.31}$$

где γ_g — коэффициент надежности по грунту.

Расчетные значения физических характеристик грунта, кроме плотности (объемной массы) грунта ρ, определяют при $\gamma_g = 1$. Расчетное значение плотности и удельного веса грунта находят с учетом показателя точности оценки ее среднего значения аналогично прочностным и деформационным характеристикам грунта.

Деформационные характеристики грунта вычисляются также по формулам (2.30) и (2.31). В этом случае при компрессионных испытаниях рекомендуется определять коэффициент относительной сжимаемости m_v, а при полевых испытаниях штампами, загружаемыми статической нагрузкой, модуль деформации грунта E_0, так как переход от m_v к E_0 и наоборот неточен.

Вследствие трудоемкости полевых испытаний грунта статической нагрузкой ограничиваются двух-трехкратной их повторностью.

2.5.3. Определение нормативных и расчетных значений прочностных характеристик грунта, его плотности и удельного веса

Прочностные характеристики грунта — угол внутреннего трения φ и удельное сцепление c — определяют не непосредственно из опытов, а после построения графиков (см. рис. 2.9 или 2.13). Поскольку построение этих графиков по точкам вносит в расчеты элемент субъективности, результаты серии опытов на сдвиг аппроксимируют прямой, используя для обработки экспериментальных данных метод наименьших квадратов. Тогда нормативные значения параметров прямой c_n и $\operatorname{tg}\varphi_n$ находят по формулам:

$$c_n = \frac{1}{\Delta}\left(\sum_{i=1}^{n}\tau_i\sum_{i=1}^{n}\sigma_i^2 - \sum_{i=1}^{n}\sigma_i\sum_{i=1}^{n}\tau_i\sigma_i\right); \tag{2.32}$$

$$\operatorname{tg}\varphi_n = \frac{1}{\Delta}\left(n\sum_{i=1}^{n}\tau_i\sigma_i - \sum_{i=1}^{n}\tau_i\sum_{i=1}^{n}\sigma_i\right), \tag{2.33}$$

где n — число экспериментов по определению сопротивления грунта сдвигу τ_i при напряжении σ_i; Δ — общий знаменатель этих выражений:

$$\Delta = n\sum_{i=1}^{n}\sigma_i^2 - \left(\sum_{i=1}^{n}\sigma_i\right)^2. \tag{2.34}$$

Расчетные значения прочностных характеристик c, φ и R_c (временное сопротивление на сжатие образцов скальной породы в водонасыщенном состоянии), а также плотности грунта ρ, удельного веса γ, которые используются для оценки устойчивости массивов грунтов, определяют по формуле (2.31). При нахождении указанных расчетных значений характеристик коэффициент надежности по грунту γ_g вычисляют из выражения

$$\gamma_g = 1/(1 \pm \rho_T), \tag{2.35}$$

где ρ_T — показатель точности оценки среднего значения характеристики грунта.

Знак перед показателем точности ρ_T выбирают такой, который обеспечивает бóльшую надежность расчета. Величину устанавливают по формулам:

для c и $\operatorname{tg}\varphi$
$$\rho_T = t_\alpha v; \tag{2.36}$$

для R_c, ρ и γ
$$\rho_T = t_\alpha v/\sqrt{n}, \tag{2.37}$$

где t_α — коэффициент, зависящий от односторонней доверительной вероятности α (табл. 2.1); v — коэффициент вариации определяемой характеристики, который вычисляется по формуле

$$v = \sigma/X_n, \tag{2.38}$$

σ — среднее квадратичное отклонение определяемой характеристики; X_n — нормативное значение характеристики.

Среднее квадратичное отклонение для c и $\operatorname{tg}\varphi$ вычисляют по формулам:

$$\sigma_c = \sigma_\tau \sqrt{\frac{1}{\Delta}\sum_{i=1}^{n}\sigma_i^2}; \tag{2.39}$$

$$\sigma_{\operatorname{tg}\varphi} = \sigma_\tau \sqrt{n/\Delta}, \tag{2.40}$$

где

$$\sigma_\tau = \sqrt{\frac{1}{n-2}\sum_{i=1}^{n}(\sigma_i \operatorname{tg}\varphi_n + c_n - \tau_i)^2}; \tag{2.41}$$

Δ определяется из выражения (2.34).

Среднее квадратичное отклонение для R_c, ρ и γ устанавливают по формуле:

$$\sigma = \sqrt{\frac{1}{n-1}\sum_{i=1}^{n}(X_n - X_i)^2}, \tag{2.42}$$

где X_n — нормативное значение характеристики ($R_{c,n}$, ρ_n или γ_n); X_i — частное значение характеристики при i-м определении.

Таблица 2.1. **Значения коэффициента t_α для определения показателя точности оценки среднего значения характеристики грунта ρ_T**

Число степеней свободы	При односторонней доверительной вероятности α				
	0,85	0,90	0,95	0,98	0,99
2	1,34	1,89	2,92	4,87	6,96
3	1,25	1,64	2,35	3,45	4,54
4	1,19	1,53	2,13	3,02	3,75
5	1,16	1,48	2,01	2,74	3,36
6	1,13	1,44	1,94	2,63	3,14
8	1,11	1,40	1,86	2,49	2,90
10	1,10	1,37	1,81	2,40	2,76
12	1,08	1,36	1,78	2,33	2,68
15	1,07	1,34	1,75	2,27	2,60
20	1,06	1,32	1,72	2,22	2,53
30	1,05	1,31	1,70	2,17	2,46
60	1,05	1,30	1,67	2,12	2,39

Примечание. Число степеней свободы для нахождения c и $\operatorname{tg}\varphi$ принимается равным $n-2$, а для нахождения R_c, γ и ρ — равным $n-1$ (здесь n — число экспериментов).

Пользуясь этими формулами, при числе экспериментов не менее 6 определяют необходимые расчетные значения характеристик грунта. При назначении числа определений следует иметь в виду, что чем больше будет проведено опытов, тем меньше будет значение t_α при той же доверительной вероятности α (см. табл. 2.1), и, следовательно, искомое расчетное значение характеристики в большей степени приблизится к нормативному значению. В таком случае получится наиболее экономичное решение использования грунтов в основании.

2.5.4. Корреляционные зависимости характеристик грунтов

Определение механических характеристик грунтов E_0, φ и c в необходимом количестве в ряде случаев затруднено. В то же время установлено, что они имеют корреляционную связь с некоторыми характеристиками физического состояния грунтов. Поэтому при проведении изысканий по небольшим площадкам иногда ограничиваются определением соответствующих показателей физического состояния грунтов, а затем уже по таблицам приложения СНиП 2.02.01—83 или региональных норм находят необходимые E_0, φ и c для каждого однородного слоя грунта.

При проектировании большого количества объектов в условиях относительно одинаковых разностей грунтов целесообразно составлять региональные таблицы значений E_0, φ и c для грунтов данного региона. Такие таблицы чаще всего составляют

для песков в зависимости от гранулометрического состава и коэффициента пористости грунта, а для пылевато-глинистых грунтов — в зависимости от основного наименования грунта, показателя текучести и коэффициента пористости.

2.6. Некоторые технологические свойства грунтов

При производстве котлованных работ грунт является средой, в которой строитель производит работы. Различают несколько групп грунтов. Группа грунта устанавливается в зависимости от способа разработки, вида и состояния грунта, а также наличия крупных включений (валунов и др.), которые существенно затрудняют разработку (см. СНиП IV-2—82, прилож. т. 1). Кроме того, следует учитывать, что при отрывке грунта ниже уровня грунтовых вод в выработку будет поступать вода, которую необходимо откачивать во время выполнения земляных работ, устройства фундаментов и гидроизоляции подземных помещений. Интенсивность притока воды зависит от водопроницаемости грунтов, характеризуемой коэффициентом фильтрации.

Монолитные (без прослоев песка) глины и суглинки, как правило, не отдают воду в выработку, и водоотлив незначителен. При супесях и пылеватых, а иногда и мелких песках водоотдача незначительна, но такие грунты могут проявлять плывунные свойства. Тогда в котлован вместе с водой течет и грунт, что приводит к необходимости крепления стен котлованов. Приходится делать их водонепроницаемыми.

3. ОСНОВНЫЕ ФИЗИКО-МЕХАНИЧЕСКИЕ СВОЙСТВА ОСОБЫХ ГРУНТОВ

3.1. Общие положения

К особым грунтам относятся структурно неустойчивые грунты. Такое название они получили потому, что при определенных условиях их природная структура сравнительно резко нарушается. К структурно неустойчивым относятся грунты:

лёссовые, структура которых нарушается при замачивании их под нагрузкой;

мерзлые и вечномерзлые, структура которых нарушается при оттаивании;

рыхлые пески, резко уплотняющиеся при динамических воздействиях;

илы и чувствительные глины, деформационные и прочностные свойства которых резко изменяются при нарушении их природной структуры.

К особым грунтам относят также:

набухающие грунты, которые при увлажнении способны существенно увеличиваться в объеме даже под нагрузкой;

торфы и заторфованные грунты, обладающие очень большой сжимаемостью и малой прочностью;

скальные и полускальные грунты, обладающие, как правило, высокой прочностью и малой деформативностью.

3.2. Лёссовые грунты

3.2.1. Распространение, происхождение и состав лёссовых грунтов

В пределах приблизительно 15 % территории СССР имеются отложения лёссовых грунтов, которые залегают непосредственно под растительным слоем. В нашей стране они занимают огромные территории на Украине, в Среднем и Нижнем Поволжье, на Дону и Кубани, в районах Западной Сибири, среднеазиатских республиках и других районах.

Генезис лёссовых грунтов весьма разнообразен. Во многих случаях они образовались в результате переноса ветром мелких частиц грунта и отложения их в степных районах, поэтому состоят преимущественно из пылеватых частиц с небольшим содержанием глинистых частиц. По гранулометрическому составу и числу пластичности лёссовые грунты являются супесями и суглинками.

3.2.2. Основные свойства лёссовых грунтов

Лёссовые грунты относятся к категории макропористых грунтов, т. е. к грунтам, имеющим крупные поры, видимые невооруженным глазом (макропоры). Диаметр макропор в десятки и сотни раз превышает размеры частиц грунта. Общая пористость лёссовых грунтов значительная (как правило, более 0,44). Они чаще всего имеют невысокую влажность (0,08...0,16) и сравнительно небольшой коэффициент водонасыщенности (степень влажности), обычно не превышающий 0,5. Помещенный в воду лёссовый грунт быстро увлажняется и размокает, распадаясь на мелкие агрегаты и пылеватые частицы.

Для лёссовых грунтов характерна столбчатая отдельность. При природной влажности они способны держать вертикальный откос высотой более 10 м; с увлажнением грунтов этот откос может обрушаться.

По мере замачивания загруженного лёссового грунта наблюдается резкое уменьшение его объема, что приводит к п р о с а д к е дневной поверхности и возведенных сооружений. *Просадкой называют быстро развивающуюся осадку, вызванную резкими изменениями структуры грунта.*

3.2.3. Просадочность лёссовых грунтов

При увлажнении лёссового грунта происходят следующие явления: размягчаются и частично растворяются жесткие кристаллизационные связи, развивается расклинивающее действие пленочной воды, снижается прочность водно-коллоидных связей между частицами. Это при некотором давлении приводит к уплотнению грунтов, в т. ч. за счет заплывания макропор, приводящему к просадке. Просадочность грунта зависит от его состава, структуры и напряженного состояния, поэтому для каждого слоя лёссового грунта определяют относительную просадочность при давлениях, которые он будет испытывать в основании сооружения. Известны случаи, когда после замачивания сравнительно большой толщи лёссовых грунтов поверхность грунта проседала на 2...2,5 м.

Просадочность грунта оценивают о т н о с и т е л ь н о й п р о с а д о ч н о с т ь ю ε_{sl}, которую можно определить по данным компрессионных испытаний с подачей (при различных давлениях) воды в одометр. В результате таких испытаний строят график зависимости высоты образца от давления и характера деформации при замачивании (рис. 3.1, *а*), а затем находят относительную просадочность при данном давлении:

$$\varepsilon_{sl} = (h_{n.p} - h_{sat.p})/h_{n.g}, \qquad (3.1)$$

где $h_{n.p}$ — высота образца грунта природной влажности при давлении, ожидаемом на данной глубине после возведения сооружения; $h_{sat.p}$ — высота образца после просадки от замачивания; $h_{n.g}$ — высота образца при природном давлении $p_1 = \sigma_{z,g}$ на данной глубине z.

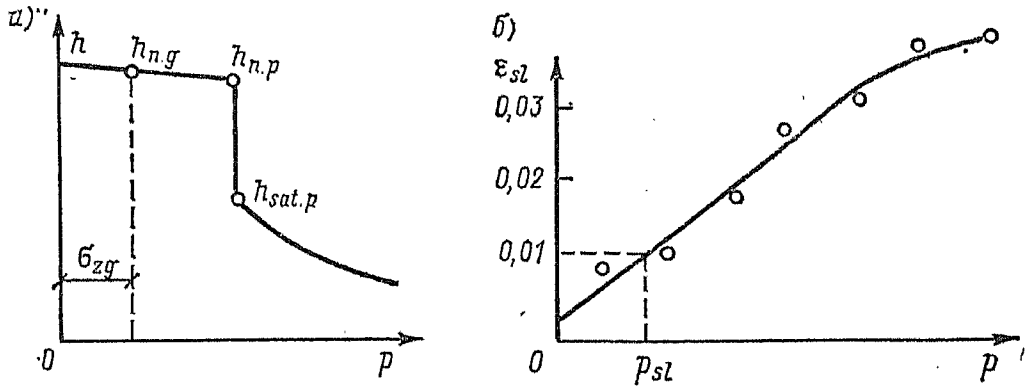


Рис. 3.1. Графики деформации лёссового грунта при замачивании
а — изменение объема (компрессионная кривая); *б* — изменение коэффициента относительной просадочности

Условно грунт считают просадочным при $\varepsilon_{sl} \geqslant 0{,}01$. Величина ε_{sl} в значительной степени зависит от действующего давления. При малом давлении обычно $\varepsilon_{sl} < 0{,}01$, т. е. грунт можно считать практически непросадочным.

Если провести в компрессионных приборах серию испытаний лёссового грунта с замачиванием образцов при различных нагрузках, то нетрудно получить график зависимости коэффициента относительной просадочности ε_{sl} от давления (рис. 3.1, *б*). Такие графики позволяют оценивать начальное просадочное давление p_{sl}, при котором $\varepsilon_{sl} = 0{,}01$. При меньшем давлении лёссовый грунт считают практически непросадочным. Однако более правильно определять начальное просадочное давление путем налива воды в опытный котлован. Для этого снимают растительный слой и им выполняют обвалование экспериментальной площадки. На вскрытый лёссовый грунт насыпают небольшой слой песка для исключения кольматации поверхности грунта. В центре площадки устанавливают глубинные марки и подают в котлован воду до тех пор, пока не будет промочена вся толща лёссовых грунтов. Размеры котлована в плане должны быть не менее величины просадочной толщи испытываемых грунтов.

По мере дополнительного увлажнения лёссовый грунт проседает не только непосредственно под дном котлована, но и за его пределами. Эта просадка сопровождается растяжением грунта с образованием трещин и уступов (рис. 3.2). Такого рода деформации отражаются на надземных сооружениях и подземных коммуникациях. Измерения с помощью глубинных марок вертикальных послойных перемещений позволяют установить глубину, ниже которой грунт начинает проседать под действием собственного веса. Это давление и является начальным просадочным давлением p_{sl}. Чем больше p_{sl}, тем устойчивее грунт при замачивании.

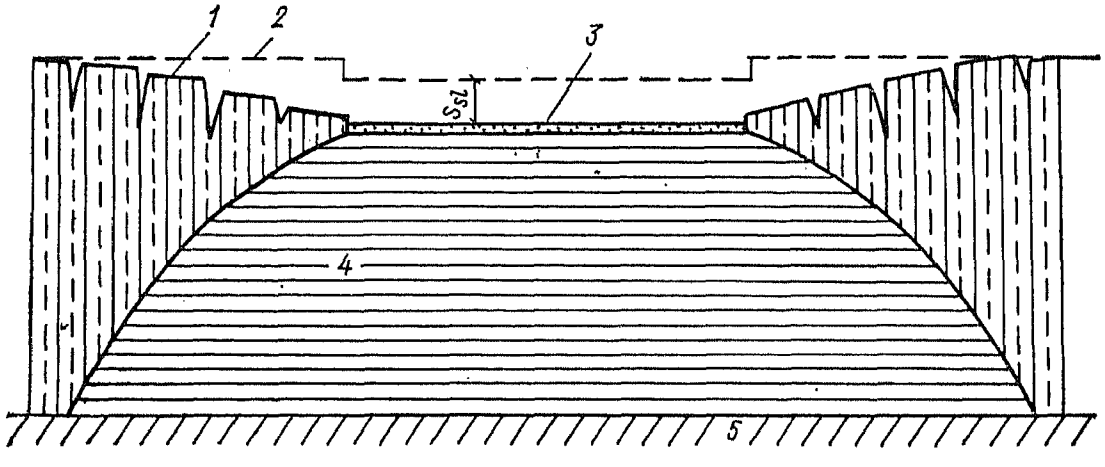


Рис. 3.2. Просадка поверхности лёссового грунта при замачивании

1 — поверхность грунта после замачивания; *2* — то же, до замачивания; *3* — подсыпка песка; *4* — замоченный грунт; *5* — непросадочный грунт

Этот же эксперимент позволяет установить тип просадочности грунтов лёссовой толщи:

I тип — когда под действием собственного веса грунта вся толща проседает не более чем на 5 см (в основном просадка грунта развивается при замачивании под действием внешней нагрузки);

II тип — когда под действием собственного веса грунта вся толща проседает более чем на 5 см.

3.3. Мерзлые и вечномерзлые грунты. Формы залегания, свойства и процессы, развивающиеся в них

3.3.1. Основные определения

Почти на всей территории нашей страны температура воздуха зимой опускается ниже 0 °С. В результате действия отрицательной температуры в течение длительного периода времени грунт с поверхности промерзает, превращаясь в мерзлый.

Мерзлыми называют грунты с отрицательной температурой, часть поровой воды в которых находится в замерзшем состоянии (в виде кристаллов льда). Известно, что неминерализованная вода замерзает при 0 °С. Грунты же при такой температуре замерзают только при наличии в них свободной неминерализованной воды, поскольку связанная вода в виде тонких пленок и минерализованная вода замерзают при более низких температурах.

На большей части территории нашей страны грунт, промерзший зимой, летом оттаивает. Однако многие районы севера и северо-востока имеют среднегодовую температуру воздуха ниже 0 °С. При среднегодовой температуре воздуха ниже —2 °С грунт, промерзший за зиму, часто не успевает оттаять летом. Это может приводить к накоплению мерзлого грунта под деятельным слоем (слоем сезонного промерзания и оттаивания), т. е. образованию слоя вечномерзлого грунта. Большая же часть слоя вечномерзлого грунта образовалась в период обледенения земли.

К вечномерзлым относятся грунты, находящиеся в мерзлом состоянии в течение многих лет (обычно столетий и даже сотен тысяч лет). Этим они отличаются от так называемых перелетков (рис. 3.3, *а*), образующихся в виде слоя мерзлого грунта небольшой толщины чаще всего при наступлении периодов с температурой ниже среднегодовых или вследствие временного изменения местных условий промерзания. В дальнейшем, когда наступают более теплые годы, перелеток оттаивает. К местным условиям промерзания относятся: толщина и время образования снежного покрова, наличие и характер растительности,

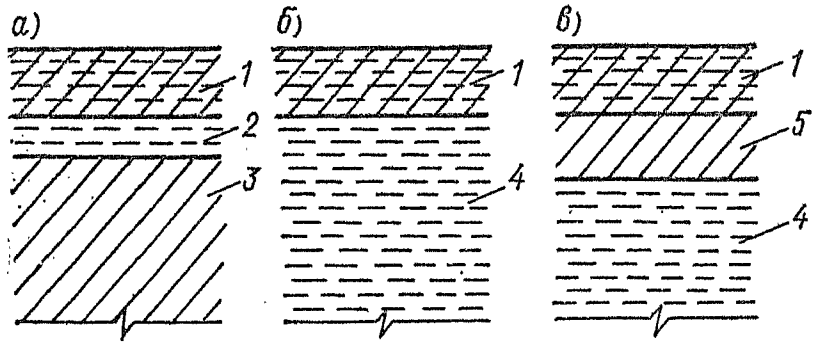


Рис. 3.3. Схемы расположения слоев грунта

1 — деятельный слой (слой сезонного промерзания и оттаивания); *2* — перелеток; *3* — талый грунт; *4* — вечномерзлый грунт; *5* — слой талого грунта, не промерзающего зимой

заболоченность, направление склона местности относительно стран света, интенсивность солнечной радиации и др.

Обычно поверхностный слой грунта ежегодно промерзает и оттаивает. Его часто называют деятельным слоем, или слоем сезонного промерзания и оттаивания, поскольку в нем происходят интенсивные процессы, связанные с промерзанием и оттаиванием грунта. Различают деятельный слой сливающийся (рис. 3.3, *б*), когда грунт промерзает до верхней границы слоя вечномерзлого грунта, и несливающийся (рис. 3.3, *в*), когда грунт не промерзает до указанной границы.

3.3.2. Формы залегания вечномерзлых грунтов

Характер распространения и мощность слоя вечномерзлых грунтов в значительной степени определяются местными условиями промерзания и среднегодовой температурой воздуха. В связи с этим в одном и том же районе этот слой может встречаться на одних площадках и отсутствовать на других (соседних). При рассмотрении районов, расположенных по одному меридиану, в направлении с юга на север отмечается увеличение мощности слоя вечномерзлых грунтов, которая достигает в северных районах сотен метров. В южных районах распространено островное залегание вечномерзлых грунтов с толщиной слоя 20...50 м. Севернее наблюдается кружевное залегание вечномерзлых грунтов. Здесь много таликов, т. е. площадок, где слой вечномерзлых грунтов отсутствует. Далее на север эти талики постепенно разобщаются, уменьшаются и, наконец, пропадают. Еще севернее наблюдается сплошное залегание вечномерзлых грунтов с толщиной слоя обычно более 100 м. В этих районах талики по всей глубине залегания вечномерзлых грунтов встречаются лишь под большими реками и озерами.

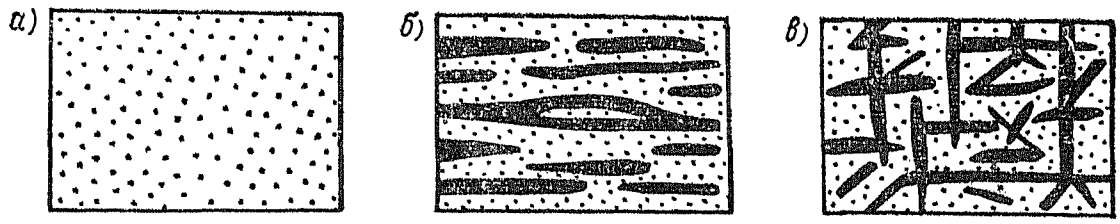


Рис. 3.4. Морозные текстуры грунта

Мерзлые и вечномерзлые грунты могут иметь слитную, слоистую и ячеистую (сетчатую) морозную (криогенную) текстуру.

Грунты слитной морозной текстуры (рис. 3.4, *а*) содержат преимущественно лед-цемент без крупных включений. Иногда в таких грунтах имеются сравнительно небольшие включения льда в виде гнезд. Слитная текстура характерна для грунтов крупнообломочных, гравелистых и всех песков, кроме пылеватых. Пылевато-глинистые грунты обладают слитной текстурой лишь при малой влажности.

Слоистая морозная текстура (рис. 3.4, *б*) характерна для пылевато-глинистых грунтов и пылеватых песков, находящихся в вечномерзлом состоянии. Такая текстура обнаруживается преимущественно в верхних слоях вечномерзлых грунтов до глубины 15...25 м и значительно реже на больших глубинах. Слоистая морозная текстура образуется при одностороннем промерзании сильно увлажненных грунтов и при подтоке (миграции) воды из нижних водоносных горизонтов. Строительные качества грунтов со слоистой текстурой обычно низкие.

Ячеистая (сетчатая) морозная текстура (рис. 3.4, *в*) образуется при промерзании пылевато-глинистых грунтов, находящихся в сильно увлажненном состоянии, и в результате свободного подтока воды. Она характерна для верхней части деятельного слоя, если он сильно обводнен.

В вечномерзлом грунте иногда имеются весьма крупные включения льда в виде линз и слоев толщиной в несколько метров или в виде клиньев. При застройке территорий эти включения можно рассматривать как горную породу.

3.3.3. Явления, происходящие при замерзании грунта

Если образец талого пылевато-глинистого грунта поместить в морозильную камеру и наблюдать за изменением его температуры, то полученная после построения графика характерная кривая будет иметь четыре участка (рис. 3.5, *а*). Участок *AB* соответствует понижению температуры с переохлаждением поровой воды. Участок *BC* характеризует резкое повышение температуры грунта, связанное с кристаллизацией части воды в образце,

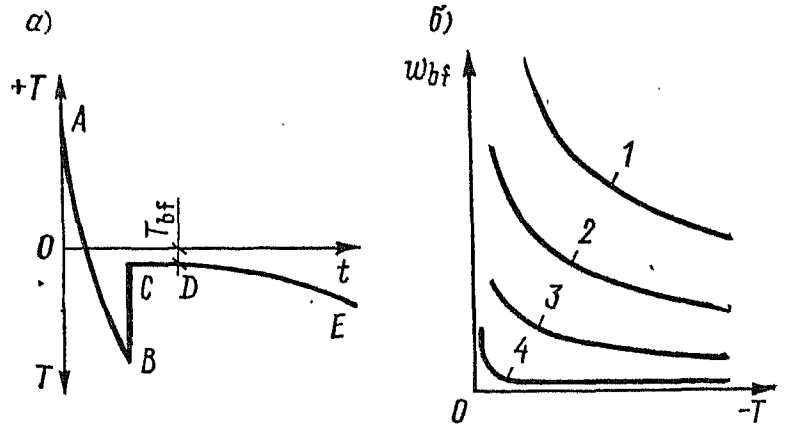


Рис. 3.5. Графики процесса замерзания грунта (*а*) и содержания незамерзшей воды при различных отрицательных температурах (*б*) для образцов *1* — глины; *2* — суглинки; *3* — супеси; *4* — пески

до значения T_{bf}, соответствующего началу замерзания. Участок *CD*, параллельный оси времени *t*, характеризует переход значительной части поровой воды в лед. После этого происходит постепенное понижение температуры уже замерзшего образца (участок *DE*). В такой период в порах грунта замерзает вода, не замерзшая при T_{bf}.

Наличие в мерзлом грунте незамерзшей воды подтверждают калориметрические опыты с образцами грунта, замороженными и выдержанными при определенной температуре. Если образцы поместить в калориметр с водой и измерить количество калорий, потребных для их оттаивания, то по скрытой теплоте плавления льда можно определить содержание в них льда. По данным, полученным в таких опытах, находят количество незамерзшей воды при соответствующей температуре. Серия опытов с замороженными и выдержанными при различных температурах образцами позволяет построить график содержания незамерзшей воды в различных грунтах (рис. 3.5, *б*). Такие опыты показывают, что чем мелкодисперснее грунт, тем больше незамерзшей воды содержится в нем при данной температуре. С понижением температуры количество незамерзшей воды уменьшается. Однако даже при очень низких температурах (—70 °С и ниже) небольшое количество воды в пылевато-глинистых грунтах находится в незамерзшем состоянии. Наличие в мерзлом грунте незамерзшей воды существенно отражается на его свойствах (прочности, деформативности и др.).

При строительстве часто приходится учитывать морозное пучение — возможность увеличения объема грунта при промерзании. *Пучению подвержены пылевато-глинистые грунты, а также пылеватые и мелкие пески.* Это явление лишь частично объясняется тем, что объем воды, содержащейся в грунте, увеличивается при ее замерзании приблизительно на 9 %. При замерзании даже всей поровой воды в грунте увеличение его

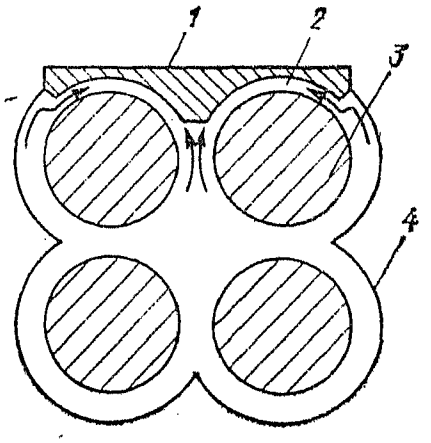


Рис. 3.6. Схема миграции влаги к фронту промерзания

объема не превышало бы 3...4 %. В то же время опыты и наблюдение в натуре показывают, что объем грунта при его промерзании иногда увеличивается на 50 и даже 100 %. Рост объема грунта при его промерзании сопровождается резким увеличением влажности грунта с образованием в нем льда в виде линз и других включений. Пучение грунта развивается вследствие притока воды к фронту промерзания из нижележащих слоев. Миграция влаги (рис. 3.6) зависит главным образом от движения пленочной воды *4*, окружающей твердые частицы *3*, вследствие разности сил притяжения молекул воды к поверхности твердых частиц у фронта промерзания (где толщина гидратных оболочек *2* резко уменьшается из-за включения молекул воды в состав растущих кристаллов льда *1*) и несколько ниже границы промерзания, а также от движения свободной воды по капиллярам.

Аналогичное пучение происходило в процессе образования верхних слоев вечномерзлого грунта. При протаивании этих слоев, а также грунтов, содержащих клинья и слои льда толщиной в несколько метров, неизбежны значительные просадки. Поэтому по мере протаивания вечномерзлых грунтов в основании зданий и сооружений часто наблюдаются просадки, приводящие к их деформации или даже разрушению.

3.3.4. Состояние вечномерзлых грунтов

Вечномерзлые грунты могут находиться в твердомерзлом, пластично-мерзлом или сыпучемерзлом состоянии.

Твердомерзлые грунты прочно сцементированы льдом. При относительно быстром приложении нагрузки происходит их хрупкое разрушение. Под действием нагрузок от сооружений такие грунты практически не сжимаются (модуль деформации $E_0 > 100$ МПа). Незасоленные грунты находятся в твердомерзлом состоянии при температуре ниже $T_{s,g}$, соответствующей переходу грунта из пластичного в твердомерзлое состояние. Ниже приводятся значения $T_{s.g}$, °С, для грунтов:

крупнообломочных	0
песков	
крупных и средней крупности	—0,1
мелких и пылеватых	—0,3
супесей	—0,6
суглинков	—1,0
глин	—1,5

Для заторфованных и засоленных грунтов значение $T_{s.g}$ определяется экспериментально.

Пластично-мерзлые грунты сцементированы льдом, но обладают вязкими свойствами. Они характеризуются достаточно большой сжимаемостью ($E_0 < 100$ МПа). Температура пластично-мерзлых песчаных грунтов колеблется в пределах от температуры начала замерзания T_{bf} до температуры перехода в твердомерзлое состояние $T_{s.g}$.

Сыпучемерзлые грунты — это грунты, имеющие отрицательную температуру, но не сцементированные льдом. К ним относятся крупнообломочные, гравелистые и песчаные грунты с суммарной влажностью $w_{tot} \leqslant 0{,}03$.

3.3.5. Процессы, происходящие в деятельном слое (сезонного промерзания и оттаивания)

К ним относятся: значительные колебания температуры; промерзание и оттаивание грунтов; морозное пучение грунтов; миграция влаги к фронту промерзания; перемещение влаги под действием гидравлического градиента; образование морозобойных трещин; сползание грунта по склонам (солифлюкция); поверхностные оползни.

Колебания температуры по глубине деятельного слоя *1* и слоя вечномерзлого грунта *2* (рис. 3.7) легко зафиксировать, измеряя температуру на разных глубинах в течение года в скважине (результаты измерений приведены на рисунке, римскими цифрами указаны месяцы). Наибольшие колебания температуры испытывает самый верхний слой. С глубиной колебания уменьшаются, и ниже некоторой границы *3* температура практически постоянна. *Эту границу называют границей нулевых амплитуд сезонных колебаний температуры.*

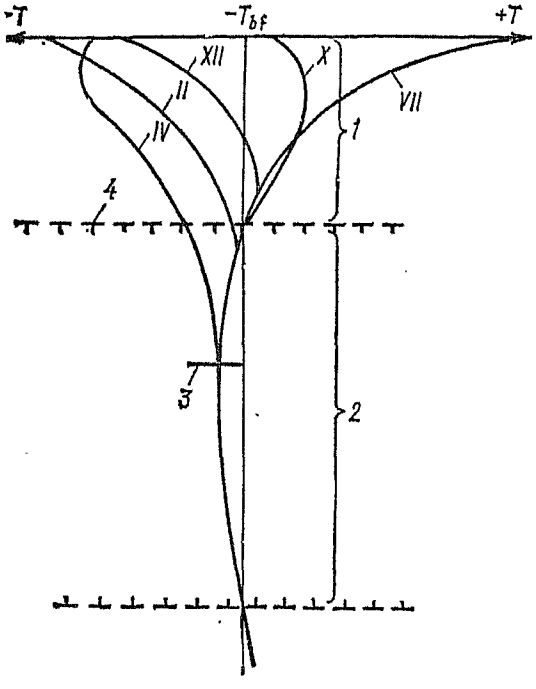


Рис. 3.7. Распределение температуры в пределах толщины сливающегося деятельного слоя и слоя вечномерзлого грунта (за начало координат принята температура начала замерзания грунта)

График колебаний температуры демонстрирует и ход промерзания и оттаивания грун-

тов, залегающих выше границы оттаивания *4*. Согласно наблюдениям, грунт промерзает преимущественно сверху. Однако при сливающемся деятельном слое имеет место небольшое промерзание грунта и снизу, от верхней границы вечномерзлого грунта. Оттаивание грунта происходит только сверху.

В ходе промерзания влажных пылевато-глинистых грунтов и пылеватых мелких песков, как правило, происходит *морозное пучение* грунта, которое *является следствием увеличения объема воды при переходе ее в лед и миграции влаги из нижних горизонтов к фронту промерзания.* Морозное пучение в случае сливающегося деятельного слоя весьма ограничено и чаще всего не превышает 3 % его толщины. Однако, если происходит движение надмерзлотной грунтовой воды или деятельный слой не промерзает до верхней границы слоя вечномерзлого грунта, то морозное пучение может достигать десятков процентов толщины этого слоя и оказывать значительное влияние на конструкции, расположенные в пределах его интенсивного воздействия. Эти конструкции (при недостаточной их заделке в вечномерзлом грунте) в ходе промерзания поднимаются силами пучения вверх, весной же они не могут перемещаться вниз вместе с оседающим грунтом, который оттаивает сверху, так как удерживаются еще не оттаявшей частью деятельного слоя, а иногда и слоем вечномерзлого грунта. Следствием этого является выпучивание конструкций, заглубленных в грунт (столбов, фундаментов и др.). Перемещение влаги под действием гидравлического градиента свойственно надмерзлотным, межмерзлотным и подмерзлотным грунтовым водам.

Надмерзлотные грунтовые воды, обычно перемещающиеся только при уклоне местности, приурочены к слоям песка, супеси и других хорошо фильтрующих грунтов. При несливающемся деятельном слое они могут находиться в слое талого грунта. Эти воды оказывают существенное влияние на миграцию влаги к фронту промерзания и способствуют морозному пучению грунтов деятельного слоя.

Межмерзлотные подземные воды находятся между двух слоев вечномерзлого грунта. Обычно они служат путями для выхода подмерзлотных вод на поверхность земли или в деятельный слой.

Подмерзлотные подземные воды, расположенные под слоем вечномерзлого грунта, имеют значение при устройстве фундаментов только в случае выхода вод через талики в деятельный слой и питания ими надмерзлотных вод.

При наличии подземных вод всех видов создаются условия для образования грунтовых наледей. Даже при небольшом уклоне местности надмерзлотные воды *3* перемещаются вниз по склону (рис. 3.8). Если грунт, например под дорогой, промерзнет до верхней границы вечномерзлого грунта

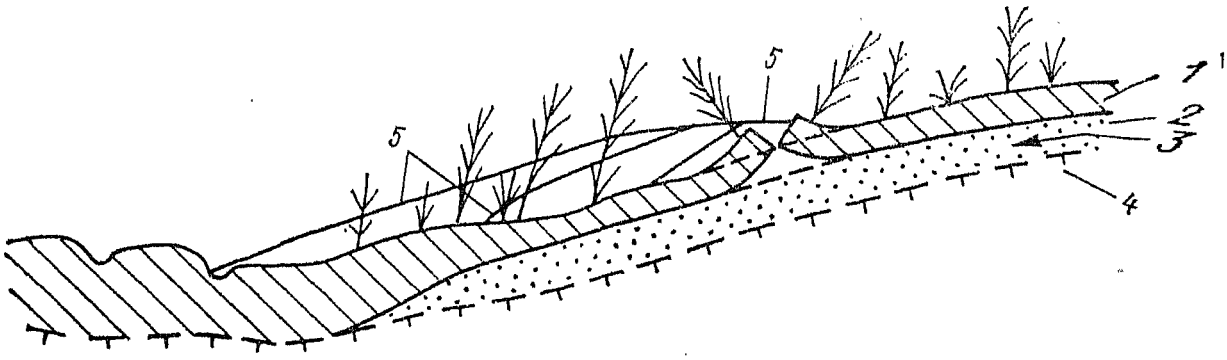


Рис. 3.8. Схема образования грунтовой наледи на склоне местности

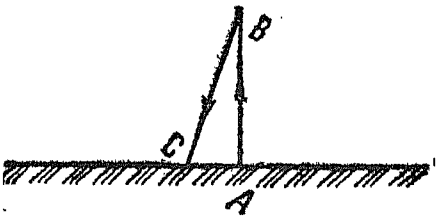
1 — промерзший слой грунта; *2* — водоносный непромерзший слой грунта; *3* — перемещающиеся по склону грунтовые воды; *4* — слой вечномерзлого грунта; *5* — грунтовая наледь

раньше, чем на остальной территории, покрытой растительностью и снегом, то между промерзшим слоем *1* и слоем вечномерзлого грунта *4* в непромерзшем слое *2* будут скапливаться грунтовые воды *3* с повышением давления. Под действием этого давления промерзший слой может быть поднят и сломан в слабом месте. После этого вода начнет вытекать через трещину, образуя грунтовую наледь *5*. В некоторых случаях разрыва промерзшего слоя не происходит, но он поднимается вверх в виде холма, и под ним образуется линза льда.

Кроме рассмотренной, возможны и другие причины образования грунтовых наледей. Так, наледи могут образовываться в местах выхода на поверхность межмерзлотных и подмерзлотных грунтовых вод, а также вследствие замкнутости объема обводненного грунта, поскольку промерзание воды в песке приводит к ее отжатию от фронта промерзания. Отжатие же, в свою очередь, создает гидростатическое давление, вызывающее поднятие промерзшего слоя в отдельных местах.

Как уже было сказано, в верхней части промерзшего слоя температура грунта сильно понижается (см. рис. 3.7). В таком случае грунт ведет себя как твердое тело, т. е. уменьшается в объеме. Это приводит к небольшому опусканию поверхности грунта по вертикали и к возникновению в нем напряжений растяжения в горизонтальном направлении. Под воздействием этих напряжений в грунте образуются морозобойные трещины. Их образованию способствует изгиб промерзшего слоя, так как в верхней части он сжимается в результате снижения температуры больше, чем у границы промерзания. В то же время изгибу промерзшего слоя препятствует момент, возникающий от действия его веса. В результате указанных причин образующиеся в промерзшем слое трещины сначала имеют небольшую ширину раскрытия, затем по мере понижения температуры они получают развитие. Особенно неблагоприятно воздействие морозобойных трещин на линейные сооружения (трубопроводы, подземные кабели и др.) — оно приводит к их разрушению.

Рис. 3.9. Схема перемещения частицы грунта, находящейся на поверхности откоса



Солифлюкция — медленное сползание грунта по склонам происходит в условиях пучинистых грунтов. Причиной этого процесса является поднятие частиц грунта, расположенных у поверхности земли по нормали к ней при промерзании и развитии пучения (например, из точки A в точку B — рис. 3.9) и опускание их при оттаивании под действием сил гравитации по вертикали вниз (из точки B в точку C). В результате за один год частицы грунта из точки A переместятся в точку C. Аналогичная картина будет наблюдаться в пределах всего склона. Частицы грунта, расположенные на некоторой глубине, будут совершать такое же движение, но с меньшей интенсивностью. Это ведет к затуханию перемещения грунта по склону с глубиной. Явление солифлюкции оказывает отрицательное воздействие на линейные сооружения, прокладываемые на склонах.

На откосах крутизной 1 : 1,5 и 1 : 2, кроме солифлюкции, весной наблюдается образование поверхностных оползней (сползание части слоя сезонного оттаивания). Они вызываются следующими причинами. При промерзании грунта происходит миграция влаги в верхние горизонты деятельного слоя. В результате верхняя его часть переувлажняется. В процессе оттаивания переувлажненные грунты легко сползают по слою еще мерзлого грунта. Этому способствует наличие прослоев и линз льда, совпадающих по направлению с направлением откоса. Исследования, выполненные Н. К. Захаровым в ЛИСИ, показали, что в процессе оттаивания суглинков их сопротивление сдвигу может уменьшаться примерно на 50 %.

Таким образом, в пределах деятельного слоя протекает одновременно много процессов, которые необходимо учитывать при строительстве в районах распространения вечномерзлых грунтов.

3.3.6. Процессы, происходящие в слое вечномерзлого грунта

В пределах этого слоя протекают следующие процессы: колебания отрицательной температуры в верхней части слоя до границы нулевых амплитуд сезонных колебаний; образование морозобойных трещин и клиньев льда; развитие термокарстовых

просадок; оттаивание слоя при изменении теплового режима на поверхности земли.

Согласно рис. 3.7 *в верхней части слоя вечномерзлого грунта при сливающемся деятельном слое температура ежегодно изменяется от соответствующей началу замерзания до некоторого отрицательного значения*, существенно меньшего температуры нулевых амплитуд сезонных колебаний.

Такие колебания температуры сопровождаются, в частности, линейными изменениями массива мерзлого грунта в горизонтальном направлении, способствующими образованию морозобойных трещин.

Морозобойные трещины, возникшие в деятельном слое, проникают и в слой вечномерзлого грунта, однако здесь ширина их раскрытия незначительна. Тем не менее они играют большую роль в образовании и росте клиньев льда. С наступлением весны талые воды стекают по морозобойным трещинам в слой вечномерзлого грунта, где и замерзают. Наблюдения показывают, что морозобойные трещины образуются из года в год на одном и том же месте. В связи с этим в вечномерзлый грунт ежегодно проникает некоторое количество воды, превращающейся в лед. Накопление его приводит к росту клиньев льда.

Наличие в верхней части слоя вечномерзлого грунта большого количества прослоев и клиньев льда создает условия для проявления термокарста.

Термокарстовые просадки развиваются даже при казалось бы незначительном изменении на поверхности земли условий для проникания тепла в грунт (уничтожение растительного и мохового покрова и др.). Увеличение количества тепла, проникающего в грунт, приводит к интенсивному таянию вечномерзлого грунта вместе с имеющимися в нем включениями льда. Это вызывает опускание дневной поверхности часто на несколько метров. При отсутствии стока воды на этом месте образуется термокарстовое озеро, способствующее еще более глубокому протаиванию слоя вечномерзлого грунта.

Опыт строительства показывает, что застройка территорий зачастую приводит к увеличению глубины оттаивания грунтов и, таким образом, к просадке поверхности грунта. Еще большее оттаивание происходит под отапливаемыми зданиями, выделяющими тепло, в т. ч. и в грунт. В результате возникает значительная просадка фундаментов, которая иногда сопровождается полным разрушением зданий.

Таким образом, строить на сильнольдистых грунтах без принятия мер по сохранению их вечномерзлого состояния недопустимо.

3.3.7. Состав и физические свойства вечномерзлых грунтов

Обязательной составной частью мерзлых грунтов, дополнительно к трем компонентам, из которых образуются талые грунты, является лед. Мерзлые грунты — это четырехкомпонентная (четырехфазная) система, в которую входят твердые частицы, незамерзшая вода, воздух или иной газ и лед (пластичное тело). Свойства мерзлых грунтов в значительной степени зависят от количества содержащейся в них незамерзшей воды и свойств льда.

На основании проведенных исследований Н. А. Цытович еще в 1945 г. установил один из основных принципов механики мерзлых грунтов: «*Количество, состав и свойства незамерзшей воды и льда, содержащихся в мерзлых грунтах, не остаются постоянными, а изменяются с изменением внешних воздействий, находясь в динамическом равновесии с последними*» *.

Этот принцип указывает на зависимость между количеством незамерзшей воды в грунте и его температурой: при повышении температуры мерзлого грунта содержание льда в нем уменьшается, количество незамерзшей воды увеличивается и наоборот. Кроме того, установлено, что количество незамерзшей воды в данном грунте зависит от давления. При повышении давления количество незамерзшей воды увеличивается, содержание льда уменьшается и наоборот. Прочность же мерзлых грунтов и их деформативность в значительной степени зависят от содержания незамерзшей воды.

Поскольку мерзлый грунт является четырехкомпонентной системой, для оценки его физического состояния экспериментальным путем необходимо определять четыре основные характеристики:

плотность (объемную массу) мерзлого грунта ρ_f ненарушенной (природной) структуры;

плотность (объемную массу) твердых частиц грунта ρ_s (плотность воды принимается равной 1 т/м^3, плотность льда — 0,9 т/м^3);

суммарную весовую влажность мерзлого грунта w_{tot}, зависящую от содержания в нем воды и льда;

количество (весовое содержание) незамерзшей воды w_w при температуре природного залегания грунта.

Плотность (объемная масса) мерзлого грунта равна отношению массы образца g_g, находящегося в мерзлом состоянии, к его объему V_g, т. е. $\rho_f = g_g/V_g$. Масса образца грунта природного сложения определяется достаточно точно взвешиванием. Объем же устанавливается измерением размеров выпиленного

---

* Цытович Н. А. Механика мерзлых грунтов (общая и прикладная). М.: Высш. школа, 1973. С. 44.

образца определенной формы в пикнометре, заполненном керосином.

Плотность (объемная масса) твердых частиц мерзлого грунта ρ_s определяется с помощью пикнометра как для талых грунтов.

Суммарная весовая влажность мерзлого грунта w_{tot} равна отношению массы всех видов воды в грунте, испаряющейся при температуре 105 °С, к массе твердых частиц. В составе массы воды в грунте учитываются и включения льда, поэтому значение w_{tot} зависит от места взятия пробы. Наименьшая ошибка получается при отборе пробы по всему слою грунта из вертикальной бороздки, устраиваемой в стенке шурфа, или вдоль колонки монолитов, взятых из данного слоя. Суммарная влажность слагается из влажности, обусловленной включениями льда w_i и влажности грунта между включениями льда w_m. Последняя, в свою очередь, делится на две слагающие влажности, обусловленные наличием льда-цемента $w_{i.c}$ и незамерзшей воды w_w. Следовательно:

$$w_{tot} = w_i + w_m = w_i + w_{i.c} + w_w. \qquad (3.2)$$

Если известна суммарная влажность w_{tot}, найденная бороздковым способом, и влажность грунта w_m, установленная по образцу, тщательно отобранному между прослойками, то по их разности находят значение $w_i = w_{tot} - w_m$. Иногда при взятии образца грунта из вертикальной борозки тщательно замеряют толщину всех прослоек льда и по полученным данным находят значение w_i. Это позволяет определять величину w_m. Влажность, обусловленную льдом-цементом, находят по разности $w_{i.c} = w_m - w_w$. При этом количество незамерзшей воды определяют калориметрическим способом по образцам грунта нарушенной структуры. Так как результаты таких расчетов в значительной степени зависят от тщательности отбора образцов мерзлого грунта, допускается принимать w_m равным влажности на границе раскатывания, т. е. $w_m = w_p$.

Количество незамерзшей воды w_w ориентировочно можно определять по формуле СНиПа

$$w_w = k_w w_p, \qquad (3.3)$$

где k_w — коэффициент, зависящий от числа пластичности и температуры грунта (табл. 3.1); w_p — влажность грунта на границе раскатывания (пластичности).

Найдя по формуле (3.3) значение w_w для разных температур, можно построить график зависимости w_w от T.

Зная четыре основные характеристики грунта ρ_f, ρ_s, w_{tot} и w_w, можно вычислить ряд и других характеристик, необходимых при расчетах, например суммарную льдистость и льдистость мерзлого грунта за счет ледяных включений i_i.

Таблица 3.1. Значения коэффициента k_w

Грунты	Число пластичности	При температуре, °С					
		−0,3	−0,5	−1	−3	−6	−10
Пески и супеси	$I_P \leqslant 0{,}02$	0	0	0	0	0	0
Супеси	$0{,}02 < I_P \leqslant 0{,}07$	0,60	0,50	0,40	0,33	0,28	0,25
Суглинки	$0{,}07 < I_P \leqslant 0{,}13$	0,70	0,65	0,60	0,48	0,43	0,40
	$0{,}13 < I_P \leqslant 0{,}17$	*	0,75	0,65	0,53	0,48	0,45
Глины	$I_P > 0{,}17$	*	0,95	0,90	0,63	0,58	0,55

Примечание. Знак * означает, что вся вода в порах грунта не замерзает.

Суммарная льдистость является отношением объема всех видов содержащегося в грунте льда к объему мерзлого грунта и определяется по формуле

$$i_{tot} = \frac{\rho_f (w_{tot} - w_w)}{\rho_i (1 + w_{tot})}, \tag{3.4}$$

где ρ_i — плотность льда.

Льдистость мерзлого грунта за счет ледяных включений i_l является отношением объема включений льда к объему мерзлого грунта и определяется по формуле

$$i_l = \rho_s (w_{tot} - w_m)/[\rho_i + \rho_s (w_{tot} - 0{,}1 w_w)]. \tag{3.5}$$

Зная ρ_f и w_{tot}, находим плотность скелета и грунта:

$$\rho_d = \rho_f/(1 + w_{tot}). \tag{3.6}$$

По рассмотренным характеристикам легко найти массу каждой составной части единицы объема мерзлого грунта: твердых частиц g_d, льда $g_{i,\,tot}$ и незамерзшей воды g_w:

$$\begin{gathered} g_d = \rho_f/(1 + w_{tot}); \\ g_{i,\,tot} = \rho_f (w_{tot} - w_w)/(1 + w_{tot}); \\ g_w = \rho_f w_w/(1 + w_{tot}). \end{gathered} \tag{3.7}$$

Суммарная масса компонентов равна плотности (объемной массе) мерзлого грунта в единице объема:

$$g_d + g_{i,\,tot} + g_w = \rho_f. \tag{3.8}$$

Степень заполнения пор мерзлого грунта льдом и незамерзшей водой S_r определяют по формуле

$$S_r = (1{,}1 w_m - 0{,}1 w_w)\, \rho_s/(e_f \rho_w), \tag{3.9}$$

где e_f — коэффициент пористости мерзлого грунта между включениями льда; ρ_w — плотность воды.

Зная плотность грунта, легко найти удельный вес мерзлого грунта:

$$\gamma_f = \rho_f g$$

где g — ускорение свободного падения;

Для расчетов требуются также теплофизические характеристики грунта, а именно:

теплопроводность мерзлого λ_f и талого λ_{th} грунтов;

теплоемкость мерзлого C_f и талого C_{th} грунтов.

Эти характеристики определяют в лабораторных условиях при проведении точных опытов, а чаще принимают для различных грунтов по таблицам норм в зависимости от плотности скелета грунта (мерзлого и талого) и суммарной влажности.

3.3.8. Некоторые механические свойства твердомерзлых грунтов

Как показывают исследования, проведенные Н. А. Цытовичем, С. С. Вяловым, В. В. Докучаевым и другими учеными, сопротивление мерзлых грунтов различным видам загружения зависит от продолжительности воздействия нагрузки (рис. 3.10, *а*) и температуры, при которой проводится опыт (рис. 3.10, *б*). Чем продолжительнее действует постоянная нагрузка, тем меньше длительная прочность грунта. Предел длительной прочности при данной температуре соответствует наибольшей бесконечно действующей нагрузке.

При оценке работы грунтов в основании под действием постоянных и временных нагрузок приходится исходить из длительной прочности грунта, которая зависит от температуры, льдистости и продолжительности действия нагрузки. Поскольку температура в верхней части слоя вечномерзлого грунта переменна и с глубиной понижается, задача учета всех факторов при использовании таких грунтов в основании чрезвычайно сложна (см. п. 14.4).

Если при промерзании грунт испытывал пучение, то при его оттаивании неизбежна просадка. По этой причине многие вечномерзлые грунты при оттаивании получают просадку — резко уменьшаются в объеме.

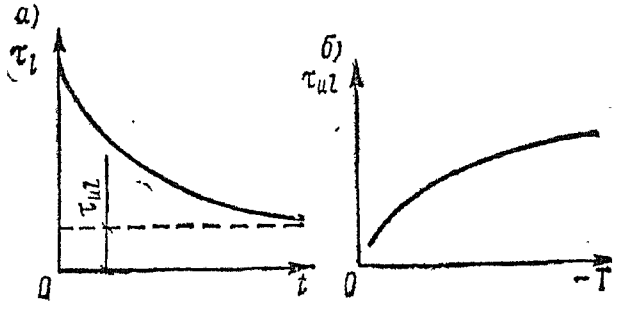


Рис. 3.10. Зависимости прочности мерзлого грунта от времени (*а*) и температуры (*б*).

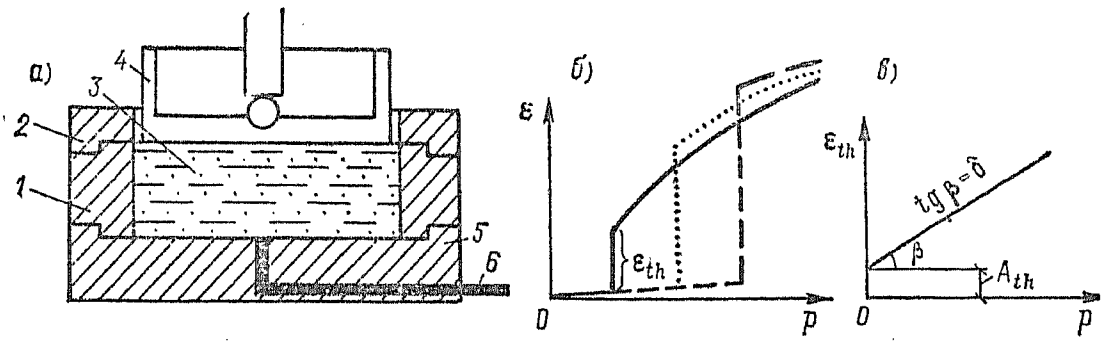


Рис. 3.11. Испытание грунта на оттаивание

1 — кольцо одометра; *2* — направляющее кольцо; *3* — образец мерзлого грунта; *4* — фильтрующий подогревающий штамп; *5* — днище; *6* — термопара

При небольших толщинах включений льда, измеряемых долями миллиметра, практически невозможно взять образец, в котором присутствовал бы только лед-цемент. В то же время нельзя взять образец для испытания деформации грунта при оттаивании со средними значениями количества включений льда. В связи с этим применяют следующую методику определения характеристик деформируемости грунтов при оттаивании.

Опыты с оттаиванием грунта проводят, как обычно, с помощью предложенного Н. А. Цытовичем одометра (рис. 3.11, *а*), который имеет стенки и днище из нетеплопроводного материала. Используют одометры больших размеров (площадь штампа 50...100 см^2), чтобы отдельные включения не играли существенной роли. Образец грунта берут, по возможности, с минимальным числом линз и прослоек льда, точно вырезая его по одометру и загружая внешней нагрузкой при отрицательной температуре. После затухания деформаций штамп подогревают до полного оттаивания образца, что устанавливают по термопаре, вделанной в днище одометра. Затем прикладывают несколько ступеней нагрузок для определения сжимаемости грунта после оттаивания.

По результатам опыта строят кривую (рис. 3.11, *б*) относительных деформаций образца грунта ε (отнесенных к первоначальному размеру образца). На этой кривой имеется вертикальный прямолинейный отрезок, длина которого соответствует коэффициенту просадочности образца грунта, содержащего включения льда, при оттаивании. Этот коэффициент определяют по формуле

$$\varepsilon_{th} = (h_f - h_{th})/h_f, \qquad (3.10)$$

где h_f и h_{th} — высота образца, находящегося в мерзлом и талом состояниях при неизменном давлении.

Такое испытание проводят несколько раз при различных нагрузках на образец.

Как известно, при сравнительно небольших изменениях давления значения ε_{th} линейно связаны с давлением, при котором

произведено оттаивание. Поэтому зависимость ε_{th} от внешнего давления p должна иметь вид прямой (рис. 3.11, *в*). Однако при грунтах, содержащих лед в виде включений, прямая часто не получается, так как испытываемые образцы содержат различное количество включений льда.

Чтобы избежать таких расхождений и точно определить просадочность рассматриваемого слоя грунта, необходимо найти разность средней суммарной льдистости этого слоя i_{tot}, устанавливаемой при изысканиях, и суммарной льдистости каждого образца $i_{i,\,tot}$, испытанного при оттаивании. Тогда коэффициент просадочности данного слоя грунта при данной нагрузке будет

$$\varepsilon_{th} = \Delta n_{th} + (i_{tot} - i_{i,\,tot}), \tag{3.11}$$

где Δn_{th} — изменение пористости образца грунта, или относительная просадка при оттаивании под действием данной нагрузки: $\Delta n_{th} = s_{th}/h_f$; s_{th} — перемещение поршня при оттаивании: $s_{th} = h_f - h_{th}$.

Найдя несколько значений ε_{th} при разных внешних давлениях, можно построить график ε_{th}. Эта зависимость описывается выражением

$$\varepsilon_{th} = A_{th} + \delta p, \tag{3.12}$$

где A_{th} — коэффициент оттаивания грунта; δ — коэффициент относительной сжимаемости при оттаивании.

Зная коэффициенты A_{th} и δ, определяют осадку фундаментов в процессе оттаивания (см. п. 14.4).

3.4. Основные свойства некоторых структурно-неустойчивых грунтов

3.4.1. Рыхлые пески

Природная структура рыхлых песков легко нарушается при динамических воздействиях (вибрации или сотрясении). Уровень необходимого воздействия, измеряемый обычно ускорением, зависит от плотности сложения песка. Ускорение, при котором песок начинает уплотняться, называется критическим. При динамическом воздействии больше критического происходит уплотнение песка, проявляющееся с нарушением природной структуры, т. е. просадка. При этом компрессионная кривая будет аналогична кривой, показанной на рис. 3.1, *а*.

Значение относительной просадочности песка при данном динамическом воздействии может быть найдено из выражения (3.1). При этом $h_{n.\,p}$ будет высотой образца при давлении p до динамического воздействия, $h_{n.\,g}$ — то же, при природном давлении; $h_{sat.\,p}$ — то же, при давлении p после динамического воздействия.

Чем больше плотность сложения песка, тем при большем значении критического ускорения начинается его уплотнение. Воздействие распределенной нагрузки также ведет к повышению значения критического ускорения. Однако при местной нагрузке наблюдается обратная картина. Это объясняется влиянием касательных напряжений, возникающих в грунтах.

Плотность песков лучше всего определять зондированием — внедрением зонда в грунт с заданной скоростью его погружения от действия статической нагрузки. По силе сопротивления внедрению зонда в песок устанавливается (по таблицам СНиПа) его коэффициент пористости и плотность сложения песка.

3.4.2. Илы и чувствительные глины

Некоторые пылевато-глинистые грунты, в частности илы, резко меняют свои прочностные и деформационные характеристики при нарушении их природной структуры даже без изменения влажности. Это свидетельствует о значительном влиянии структурных связей на механические свойства грунтов. Показателем структурности грунтов служит индекс их чувствительности

$$I_F = \tau_1/\tau_2 \qquad (3.13)$$

где τ_1 и τ_2 — предельное сопротивление грунта сдвигу соответственно при непарушенной и нарушенной структурах.

Индекс чувствительности I_F для многих пылевато-глинистых грунтов равен двум — четырем. Для очень чувствительных глин он достигает восьми и даже более. Поэтому при разработке в таких грунтах котлованов и возведении фундаментов иногда применяют специальные меры для сохранения природной структуры грунтов.

3.4.3. Набухающие грунты

Многие пылевато-глинистые грунты меняют свой объем с изменением влажности. Наиболее значительно изменяется объем глины, содержащей большое количество частиц глинистого минерала монтмориллонита. Зависимость объема образца пылевато-глинистого грунта от влажности обусловлена тем, что вода адсорбируется на поверхностях частиц в виде гидратных оболочек. При близком расположении частиц друг к другу вода, стремясь к равновесному состоянию, раздвигает частицы до полного насыщения образца грунта водой. Кроме того, глинистые частицы, состоящие из монтмориллонита, кристаллы которого имеют пакетную структуру, способны впитывать в себя воду вследствие увеличения расстояний между пакетами молекул.

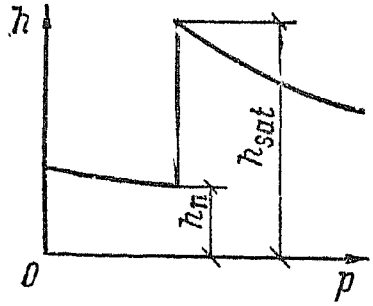


Рис. 3.12. Изменение объема набухающего грунта при увлажнении

Процессу набухания препятствуют сопротивление сцепления, развивающееся между отдельными частицами и их агрегатами, и действующее напряжение. При некотором напряжении набухание не происходит. Минимальное напряжение, при котором прекращается набухание, называется давлением набухания p_{sw}. Когда на всех глубинах в слое глины действующее суммарное давление больше давления набухания, перемещение грунта вверх при замачивании не наблюдается.

Набухаемость грунтов оценивают коэффициентом относительного набухания ε_{sw}, который находят испытанием грунта в одометре. Для этого образец набухающего грунта помещают в кольцо одометра (см. рис. 2.1) и нагружают давлением, которое ожидается на данной глубине, с учетом давления от возводимого сооружения. Затем в одометр подают воду. В результате набухания образца грунта поршень одометра перемещается вверх. По данным испытания можно построить кривую (рис. 3.12), из которой относительное набухание

$$\varepsilon_{sw} = (h_{sat} - h_n)/h_n, \qquad (3.14)$$

где h_{sat} — высота образца грунта ненарушенной структуры под давлением, ожидаемым в основании сооружения, после замачивания; h_n — то же, до замачивания.

Набухающие грунты при высыхании, как правило, дают усадку, которая может привести к деформации сооружений, особенно выделяющих тепло.

3.4.4. Заторфованные и техногенные грунты

Пески и пылевато-глинистые грунты могут включать не полностью разложившиеся органические вещества. Если содержание таких веществ в грунте менее 0,1 веса сухого грунта, то при его наименовании отмечают, что грунт содержит органические вещества. Если же содержание органических веществ составляет 0,1...0,5, грунт относят к заторфованным, а при более 0,5 — к торфам.

Торфы — очень пористые и влажные грунты. Объем пор, заполненных водой, в 4...12 и более раз больше объема твердого вещества, поэтому торф обладает чрезвычайно большой сжимаемостью. Различают торфы открытые (залегающие с поверхности), совершенно неуплотненные, и погребенные, имеющие сверху слои природных минеральных грунтов или техногенные от-

ложения (насыпные грунты). Торфы могут быть использованы в качестве оснований легких сооружений, в частности под полы, поэтому определение их физико-механических свойств при изысканиях необходимо.

Погребенные заторфованные грунты иногда входят в состав основания. По содержанию органических веществ такие грунты подразделяются на:

слабозаторфованные	0,1 ... 0,25
среднезаторфованные	0,25 ... 0,40
сильнозаторфованные	0,40 ... 0,50

Использование заторфованных грунтов в качестве основания возможно, когда толщина слоя грунта относительно одинакова и свойства существенно не меняются по площади застройки.

Техногенные отложения (насыпные грунты) различают по происхождению. Специально отсыпанные с уплотнением или намытые грунты с успехом могут служить основанием сооружений, поэтому их свойства должны определяться после отсыпки и уплотнения, а иногда перед строительством. Грунты, образованные отходами производства и тем более бытовыми отходами, содержащими органические вещества, очень неоднородны и в редких случаях используются в качестве оснований сооружений.

4. ГЕОДИНАМИЧЕСКИЕ ПРОЦЕССЫ И ВЛИЯНИЕ ИХ НА СООРУЖЕНИЯ

При проектировании и строительстве сооружений необходимо учитывать геологическое строение площадки, тип грунтов и их свойства. Кроме того, следует обращать особое внимание на геодинамические процессы, которые могут развиваться на территории будущего строительства.

Геодинамические процессы возникают вследствие природных, геологических, гидрогеологических и геоморфологических особенностей района. Геодинамика имеет большое значение при разрушении берегов морей, озер, водохранилищ и рек, образовании селевых потоков, склоновых процессах. Значительную роль играют явления, порождаемые подземными водами (суффозия, плывуны и т. д.). Важно также правильно оценивать воздействия на сооружения землетрясений.

Строительные работы, возводимые сооружения и их эксплуатация, в свою очередь, могут вызывать развитие некоторых геодинамических процессов, способных нарушать окружающую среду и вести к деформациям, а иногда и разрушению возводимых объектов.

Рассмотрим кратко главные геодинамические процессы, влияющие на устойчивость территорий и сооружений.

4.1. Формирование берегов морей, озер, рек и защитные меры по их сохранению

4.1.1. Разрушение берегов морей, озер и водохранилищ

Удары морских волн о берег имеют огромную разрушительную силу. Они приводят к размыву берегов, сложенных даже скальными породами. Этот процесс носит название *абразия*. Особенно быстро размываются берега, состоящие из мелкодисперсных грунтов. В береговой и прибрежной полосах грунты измельчаются, образуя пляжную зону, и при волнении переносятся вдоль берега или в глубину моря.

В результате медленных тектонических колебаний земной коры при ее опускании море наступает на сушу, берег погружается в море. Такое явление называется *трансгрессией*. Поднятие суши и отступление моря называется *регрессией*. Выбирая площадки под строительство, строители должны учитывать отмеченные обстоятельства и принимать меры против размыва застраиваемого берега или подтопления территории. При благоприятных условиях иногда для уменьшения разрушающего действия прибоя волн устраивают волноломы на мелководье. Иногда по урезу воды делают наброску из различных железобетонных блоков в т. ч. из тетраподов, представляющих фигуру с четырьмя ответвлениями в виде усеченных конусов, а также устраивают волноотбойные стенки.

Существенно снижает удар волн и защищает берег от размыва пляжная зона. Однако она неустойчива. Главным фактором устойчивости этой зоны является баланс ее гравийно-галечного и песчаного материала. Нарушение баланса может быть вызвано как природными, так и искусственными факторами. Из природных факторов следует отметить наступление моря на сушу — трансгрессия и снос пляжных материалов в период штормов. Искусственные факторы, способствующие развитию абразии, связаны с инженерной и хозяйственной деятельностью человека: неправильное размещение инженерных сооружений в море около берега, нарушающих естественный перенос рыхлого материала, разработка гальки, гравия или песка пляжной зоны для целей строительства, использование руслового аллювия рек, впадающих в море и формирующих береговые отложения. При косом набеге волн на пляжную зону песок, гравий и галька перемещаются вдоль берега и могут быть полностью смыты.

Так, во время одного прибоя волн была полностью размыта и снесена пляжная полоса на мысе Пицунда на Черном море. Волны достигали зданий, из которых пришлось эвакуировать

отдыхающих. Доказано, что это произошло вследствие резкого уменьшения в этом районе сноса в море гравелисто-галечного материала горными речками из-за интенсивной разработки гравия и гальки строительными организациями, нарушившей естественный баланс материала на пляже.

Для задержания пляжных отложений от перемещений вдоль берега применяют буны. Это железобетонные или иные стены, возводимые перпендикулярно направлению господствующего движения волн. Буны обычно начинаются на пляже и вдаются на несколько десятков метров в море. Они способствуют дроблению волн, которые, ударяясь о них, теряют скорость, при этом переносимые волнами наносы откладываются между бун.

Разрушение берегов озер и водохранилищ происходит аналогично разрушению берегов морей, но значительно менее интенсивно и зависит от высоты возникающих волн. Берега от размыва в таких случаях защищают каменной наброской. Разрушение относительно крутых берегов водохранилищ часто происходит до тех пор пока не образуется пляжная зона и мелководная прибрежная часть.

4.1.2. Разрушение берегов рек

Различают донную эрозию, когда течением размываются грунты дна реки, и боковую эрозию, когда размываются берега. При донной эрозии увеличивается крутизна откосов дна реки, приводящая к их обрушению. Боковая эрозия вызывает подмыв берега обычно с какой-либо его стороны, доводя до обрушения. Особенно интенсивно разрушаются берега у русла реки в период половодья, когда скорость течения воды максимальная. Наибольшее разрушение берегов наблюдается в местах, где изменяется направление русла реки. Для сохранения сооружений на берегах рек в этом случае делают буны, дамбы, струенаправляющие стенки (рис. 4.1). При устройстве таких сооружений надо учитывать увеличение скорости течения реки около них и возможность размыва дна реки.

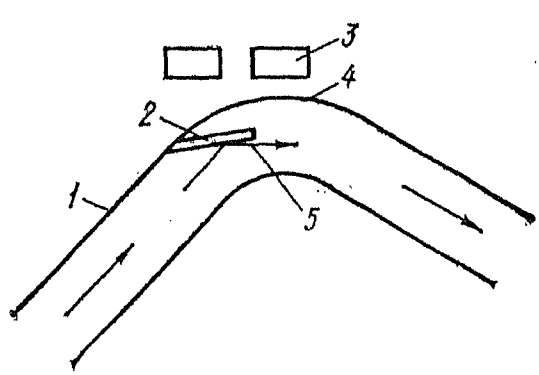


Рис. 4.1. Струенаправляющая стенка в русле реки

1 — русло реки; *2* — струенаправляющая стенка; *3* — здания; *4* — размываемый берег; *5* — течение реки

4.2. Эрозионные и селевые процессы

4.2.1. Образование оврагов

На поверхность земли периодически выпадают осадки в виде дождя. Одна часть этих осадков инфильтрует в грунт, другая образует поверхностный сток. Поверхностный сток возникает также в результате таяния снега. Стекая по уклонам поверхности земли, вода разрушает верхний слой горных пород (грунтов) и переносит продукты разрушения на значительные расстояния (плоскостной смыв). Разрушительная работа текущих вод носит название эрозии.

При концентрации течения отдельных струек в потоки происходит интенсивная струйная эрозия, которая постепенно приводит к образованию оврагов. Наиболее быстро развиваются овраги в условиях расчлененного рельефа, при слабой растительности, когда дождевые воды выпадают в виде сильных ливней. Различают активно растущие овраги без растительности, вершина которых продвигается вперед, приводя к увеличению их длин, и старые овраги, практически не растущие. В растущих оврагах, кроме того, размываются ложе и борта. В некоторых случаях водоотводные незащищенные канавы, идущие вниз по склону, могут превратиться в овраг.

Меры борьбы с развитием оврагов подразделяются на: лесомелиоративные и инженерные. К лесомелиоративным мероприятиям относятся, в частности, восстановление на склонах растительности (дернового покрова, кустарников, деревьев). Инженерные мероприятия сводятся к организации стока и устройству стенок, которые, задерживая воду, уменьшают скорость течения. В местах вертикального падения воды около стенок грунт защищают от размыва.

4.2.2. Селевые потоки

Временные бурные грязекаменные (водокаменные) потоки, образующиеся в горных районах во время ливней или бурного снеготаяния, называются селями. Огромные массы воды устремляются по долинам горных рек и временных водотоков вниз, смывая и захватывая по дороге мелкодисперсный грунт и каменный материал. В результате грязекаменный поток приобретает плотность 1,5 т/м^3 и более и обладает огромной разрушительной силой. Селевые потоки, выходя из ущелий в предгорные равнины, теряют скорость и покрывают их вынесенным материалом. Известны случаи, когда поселки и города разрушались селями, поэтому при строительстве в предгорных равнинах необходимо оценивать возможность образования селей и принимать меры по борьбе с ними.

Наиболее радикальным средством против селей являются лесонасаждения на селеопасных склонах. Кроме того, необходимо проводить другие мероприятия для снижения скорости стекающей воды с гор. По пути возможного движения селя для задержания каменного материала делают плотины с отверстиями, пропускающими ограниченный поток. Иногда возводят берегоукрепительные подпорные стенки, направляющие дамбы и др.

Так, речку Алмаатинку выше стадиона Медео перегородили каменно-земляной плотиной, образованной методом ориентированного взрыва, которая задержала опасный сель. Позднее плотину пришлось наращивать для защиты Алма-Аты от разрушительного действия последующих селей.

4.3. Склоновые процессы

4.3.1. Обвалы и осыпи

Обвалы и лавины (каменные) возникают на крутых склонах (более 45°) и представляют собой обрушение крупных масс грунтов (скальных пород) с опрокидыванием их и дроблением. Обвалы иногда наблюдаются при землетрясениях, часто происходят в периоды дождей, таяния снега, весенних оттепелей.

С целью предупреждения небольших обвалов применяют искусственное обрушение склонов, делают подпорные и улавливающие стенки, осуществляют водоотвод от неустойчивого склона. Иногда трещины скальных грунтов цементируют или отдельные их блоки крепят анкерами.

В результате выветривания пород мелкие обломки и щебень отделяются от массива и скатываются вниз, накапливаясь в виде шлейфов и конусов на склонах гор. Такой процесс и накопление обломков породы различного размера называются осыпями. Характерной особенностью отложений осыпей является подвижность, например при перемещении по ней человека. Осыпи развиваются сравнительно медленно, по мере накопления обломков породы. Для защиты сооружений от надвигающихся осыпей применяют подпорные стенки, при небольших размерах осыпей производят их расчистку.

4.3.2. Оползни

Оползнями называется процесс сползания масс грунтов склонов и искусственных насыпей с откосами при потере их устойчивости под действием силы тяжести и при воздействии поверхностных или подземных вод. Они развиваются, как правило, на склонах гор, в долинах рек, оврагов, берегов озер и морей, искусственных выемок и насыпей.

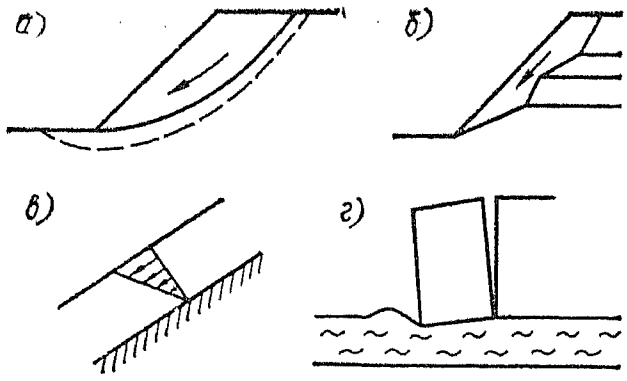


Рис. 4.2. Основные виды оползней

а — вращения; *б* — скольжения; *в* — медленного течения; *г* — обрушения

Н. Н. Маслов рассмотрел девять форм нарушения устойчивости склонов и откосов. Однако установившейся классификации оползней нет. Общепринято разделение их на оползни скольжения, выдавливания, вязкопластического течения и сложные оползни, разнообразные по формированию, строению, механизму и времени развития. Оползни скольжения можно разделить на оползни вращения (рис. 4.2, *а*) и оползни скольжения по подстилающим породам (рис. 4.2, *б*).

Оползни вращения (рис. 4.2, *а*) развиваются в однородном массиве грунта, когда значительные массы его смещаются по некоторой криволинейной поверхности, во многих случаях близкой к дуге окружности. Такое сползание приблизительно соответствует вращению сдвигающейся массы грунта относительно некоторого центра вращения. При сложном напластовании в пределах смещающейся массы грунтов поверхность скольжения обычно имеет более сложное очертание. В некоторых случаях оползни вращения распространяются лишь на часть откоса (склона местности) со скольжением массива грунта по подстилающей породе. Иногда оползень вращения захватывает подстилающие слои слабого грунта, как показано пунктиром на рис. 4.2, *а*.

Оползни скольжения по подстилающим породам (рис. 4.2, *б*) наблюдаются, когда масса поверхностного слоя грунта сползает по склону подстилающих прочных, обычно коренных, пород. Движение происходит иногда по ломаной поверхности скольжения. Так сползают элювиальные образования по выветривающейся горной породе, образуя делювий.

Оползни вязкопластического течения (рис. 4.2, *в*) связаны с развитием деформаций ползучести в глинах и суглинках, находящихся в текучем или текучепластичном состоянии. Развитию медленного течения способствует сезонное промерзание и оттаивание грунтов, а также набухание их при увлажнении и усадка при высыхании. В условиях глубокого сезонного промерзания и залегания вечномерзлых грунтов часто наблюдается медленное сползание склонов, называемое солифлюкцией (см. 3.3.5).

Оползни выдавливания и обрушения (рис. 4.2, *г*) наблюдаются при очень крутых и даже вертикаль-

ных откосах (склонах). Они развиваются вследствие потери устойчивости грунтов, которая сопровождается выдавливанием слабого грунта из основания откоса. Это ведет к отколу части массива грунта и ее обрушению (рис. 4.2, *г*).

К сложным оползням относятся оползни разжижения, связанные с переходом водонасыщенных пылеватых песков и супесей в текучее состояние под динамическим воздействием или по другим причинам. Кроме того, возможно разжижение чувствительных глин и суглинков в результате нарушения их природной структуры (перемятием или динамическими воздействиями). Даже небольшое нарушение прочности указанных грунтов в основании откоса может привести к лавинному распространению этого нарушения в пределах больших масс грунта, которые, превратившись в тяжелую жидкость, быстро приходят в движение, захватывая огромные площади природных, даже некрутых, склонов.

Основными причинами возникновения оползней являются: большая крутизна склона или откоса, выветривание и увеличение влажности грунта, приводящие к снижению его прочности (уменьшению сцепления и частично угла внутреннего трения); увеличение удельного веса грунта за счет заполнения водой пор, в которых ранее находился частично воздух; поднятие уровня подземных вод, которое приводит к взвешивающему действию воды на грунты, удерживающие откос в устойчивом положении; развитие гидродинамического давления на сползающую массу грунта; устранение опоры в нижней части сползающего массива грунта в результате подмыва или деятельности человека; дополнительная загрузка бровки или самого откоса сооружением либо при складировании материалов; принятие чрезмерно крутого откоса, не соответствующего длительной прочности грунта; водонасыщение грунтов, способных разжижаться; динамические воздействия в результате деятельности человека или от сейсмики.

При появлении первых признаков наметившегося оползня (возникновение трещины на бровке или откосе) прежде всего устраняют вероятные причины, которые привели к потере устойчивости данного откоса. Чаще всего это происходит при устранении опоры в нижней части откоса вследствие подмыва, в результате отрывки траншеи, котлована и т. п. либо нарушении водного режима на поверхности земли или подземных вод.

С целью выяснения причин наметившегося оползня производят тщательные инженерно-геологические изыскания в пределах данной местности. При этом устанавливаются напластование грунтов, режим подземных вод, крутизна откоса, прочностные свойства грунтов, слагающих откос и его основание, а также изучается инженерно-геологическая обстановка на сосед-

них участках, где в последующем может произойти потеря устойчивости откоса.

Если наблюдается подмыв откоса, то прежде всего устраняют дальнейшее его развитие. Для увеличения устойчивости такого откоса из грунта или каменного материала отсыпают упорные банкетки либо выполняют другие инженерные мероприятия. В случае отрывки траншеи или котлована в основании, а также в нижней части откоса требуется немедленная постановка креплений стен выемок. Эти крепления должны выдерживать оползневое давление.

Если наметилась потеря устойчивости откоса из-за нарушения водного режима подземных вод, то основным мероприятием по увеличению устойчивости массива грунтов в откосе является понижение уровней подземных вод дренированием и исключение их выхода через откос. Это снижает гидродинамическое давление, ведет к уменьшению влажности грунта и, следовательно, увеличению его сопротивления сдвигу, исключает взвешивающее действие воды в основании откоса и уменьшает удельный вес грунтов в оползающем массиве. Для снижения влажности грунтов в откосе от него прежде всего отводят ливневые воды, а иногда даже устраивают вентилируемые штольни.

С целью предупреждения медленного течения грунта в откосах последние укрепляют, насаждая древесную растительность с вертикальной корневой системой. В ряде случаев оползневые откосы поддерживают подпорными стенками, набивными сваями, устраивают в основании упорные банкеты и применяют другие инженерные решения. Следует отметить, что в некоторых случаях ранее сползшие массы грунта (происшедший оползень) способствуют образованию нового оползня, так как это часто приводит к нарушению режима подземных вод, возникновению гидростатического давления в водоносном горизонте, а следовательно, уменьшению устойчивости склона. В таких случаях необходимо организовать выход подземных вод из водоносных горизонтов, перекрытых относительно водонепроницаемыми грунтами тела оползня.

4.4. Деятельность подземных вод

4.4.1. Общие положения

Подземной водой называют воду, содержащуюся в порах грунта, трещинах и полостях горных пород, способную перемещаться под действием силы тяжести. Верхний ее горизонт, питающийся атмосферными осадками, расположенный над первым, относительно водоупорным, слоем грунта, называют обычно грунтовой водой, с которой чаще всего приходится иметь дело строителям промышленных и гражданских сооружений. По этой причине в учебнике преимущественно рассматриваются

вопросы влияния грунтовых вод на фундаменты. При устройстве подземных частей зданий, глубоких фундаментов и в некоторых других случаях необходимо учитывать, что на устойчивость грунтов основания оказывают воздействие подземные воды, находящиеся выше, а иногда, при наличии напора, и ниже дна котлована. При этом большое значение имеют напорные воды, прорыв которых в котлованы и траншеи возможен через их дно.

В результате деятельности подземных вод в отдельных случаях происходят механическая суффозия, химическая суффозия, карстовые процессы и движение массы грунта (плывуна) вместе с подземной водой в котлованы и подземные выработки.

4.4.2. Механическая суффозия грунтов

Атмосферные и поверхностные воды, проникая в грунт, имеющий относительно крупные поры, в которых вода может двигаться под действием силы тяжести, являются главным источником водоносных горизонтов подземных вод. В случае возникновения в таком горизонте гидравлического градиента напора подземные воды перемещаются. Если они выходят через склон местности на поверхность земли, входят в крупные поры крупноскелетного грунта или трещины скальной породы, то при определенной скорости движения подземной воды вместе с ней могут перемещаться мелкие частицы грунта водоносного горизонта. Таким образом, из водоносного горизонта или подстилающего его относительно водоупорного слоя постепенно вымываются пылеватые, мелкопесчаные, а иногда и глинистые частицы, т. е. происходит суффозия грунта. Этот процесс называется механической суффозией. Она приводит к увеличению пористости грунта и даже образованию в нем относительно крупных полостей. Механическая суффозия через грунт может развиваться, если диаметр выносимых мелких частиц приблизительно в 8 раз меньше размера частиц грунта, через который эти мелкие частицы размываемого грунта выносятся.

С увеличением пористости грунта в результате механической суффозии ухудшаются его строительные качества: увеличивается сжимаемость, уменьшается сопротивление сдвигу, в песках резко снижается динамическая устойчивость. При динамических воздействиях определенной интенсивности возникает дополнительное уплотнение грунта, особенно под нагруженными фундаментами, что может вызывать разрушение надземных конструкций сооружений. Возможность суффозионных явлений должна быть вскрыта при инженерно-геологических изысканиях. Однако чаще всего они возникают во время строительства или в результате неправильной эксплуатации сооружений, особенно подземных коммуникаций.

Для строительства тепловой электростанции в Ленинграде (1941 г.) производилась отрывка котлована глубиной 3,5 м в слоистой супеси. Грунтовая вода из котлована откачивалась, а стенки котлована были защищены деревянным шпунтом, забитым на 1 м ниже дна котлована. На дне отрытого котлована образовалось несколько грейфонов. Грунтовая вода в отдельных местах выходила через дно в котлован и выносила с собой пылеватые частицы, которые тут же оседали, так как скорость течения воды, вышедшей на поверхность, резко снижалась. В результате на дне котлована образовывались огромные конусы выноса пылеватых частиц (см. рис. 9.7), суммарный объем которых достигал 100 м^3. Этот грунт был вымыт из естественного основания строящегося здания. Фундаменты пришлось перепроектировать, их заменили более дорогими свайными.

Довольно часто механическая суффозия грунта наблюдается около колодцев канализации, у которых отдельные кольца расходятся при морозном пучении грунта, образуя зазоры. Это приводит к просадке поверхности грунта около колодцев. Простое выравнивание поверхности подсыпкой грунта не исключает дальнейшее развитие суффозии. Чтобы при откопке котлованов не развивалась механическая суффозия, рекомендуется либо понижать уровень грунтовых вод ниже дна котлована, либо ограждать котлован водонепроницаемой стенкой, которая должна полностью прорезать водоносный горизонт и входить в подстилающий слой относительно водоупорного грунта. Для исключения суффозии грунта в водопонижающие колонки и заиления их сеток необходимо вокруг сетки сделать обсыпку крупным и средней крупности песком в виде обратного фильтра.

4.4.3. Химическая суффозия. Карст

Химическое растворение и вынос растворенного вещества наблюдаются у засоленных мелкодисперсных грунтов, когда через эти грунты фильтруется вода. В зависимости от способности солей растворяться в воде различают соли легко растворимые (соляные породы, натриевые, калиевые и др.), среднерастворимые (гипсы с ангидритами и др.) и труднорастворимые (известняк, мергель и др.).

В степных районах и полупустынях, где количество выпадающих осадков меньше возможного испарения воды с поверхности земли, поверхностные слои грунта иногда содержат различные соли (обычно NaCl и $CaSO_4$ и др.). Использование таких грунтов в качестве оснований возможно лишь при сохранении водного режима поверхностного слоя грунта. В случае его обводнения (в результате мелиорации и по другим причинам) неизбежно развитие химической суффозии, которая приводит к повышению пористости грунта, увеличению его деформативности,

уменьшению сопротивления грунта сдвигу и, как итог, к просадке поверхности грунта с находящимися на нем сооружениями. Прорезка засоленных грунтов глубокими фундаментами или сваями может привести к существенному понижению поверхности грунта (на десятки сантиметров и даже метры) относительно неподвижного сооружения. Это часто усложняет эксплуатацию последнего. Кроме того, в этом случае проседающий грунт, перемещаясь вниз относительно свай или глубоких фундаментов, пригружает их силами отрицательно вниз направленного трения (см. 11.2.7).

В результате химической суффозии скальных пород развиваются карстовые процессы. В настоящее время наиболее правильным определением карста считается следующее: карст представляет собой совокупность природных геологических и инженерно-геологических процессов (обусловленных в той или иной мере растворением скальных горных пород), в результате которых в земной коре происходит образование полостей, изменение структуры и состояния горных пород и связанные с ними деформации земной поверхности (провалы, оседания, коррозионные воронки и т. д.), а также создается особый режим подземных вод и гидрографической сети *.

Карст представляет большую опасность для сооружений. Он образуется при содержании в толще грунтов легко растворимых (каменная соль, калийная и др.), а также среднерастворимых (гипсы, ангидриты и др.) пород. Труднорастворимые горные породы (известняки, доломиты, мелы и др.), как правило, растворяются очень медленно, если в воде не содержится углекислота. Даже при небольшом ее количестве в воде или при наличии некоторых других химических веществ, в частности отходов производства, процесс растворения этих пород резко ускоряется, и тогда можно ожидать быстро развивающийся карстовый процесс.

Постепенное многовековое растворение потоками подземных вод осадочных скальных пород приводит к расширению в них трещин, возникновению каверн, полостей и даже больших пещер. По мере их развития наступает момент, когда потолок обваливается, на поверхности земли образуется карстовая воронка. Иногда причиной образования воронки является механическая суффозия мелкодисперсных грунтов, сопровождающаяся выносом частиц грунта через трещины в возникшие вследствие растворения пород полости.

О закарстованности района можно судить по имеющимся на поверхности земли карстовым воронкам, «слепым» оврагам, ручьям и речкам, которые местами прерываются, переходя в подземный поток. Различают карстовые воронки свежие, старые

* Толмачев В. В. и др. Инженерно-строительное освоение закарстованных территорий. М.: Стройиздат, 1986.

и очень старые. Возраст воронок определяется в соответствии с «Рекомендациями по проектированию зданий и сооружений в карстовых районах» (1967 г.) в зависимости от их задернованности.

При выборе площадки для строительства в районах, где наблюдаются карстовые явления или развитие таких явлений возможно, необходимы дополнительные исследования:

геолого-литологического строения как карстующихся, так и покрывающих их пород;

режима поверхностных и подземных вод и возможных его изменений;

степени агрессивности поверхностных, подземных и возможных производственных вод по отношению к карстующимся породам;

распространения карстообразования в обследуемом районе и интенсивности его развития;

фаз развития или затухания карста, причин и закономерностей его развития.

Карстообразование наблюдается во многих местах европейской части, а также в восточных и южных районах СССР. Наиболее часто явление карста проявляется там, где происходит концентрация поверхностных вод. На водоразделах даже при наличии в толще грунтов карстующихся пород сам процесс карстообразования замедлен. При строительстве на таких территориях особое внимание необходимо уделять сохранению их естественных гидрогеологических условий. Изменение этих условий, концентрированная инфильтрация поверхностных и производственных вод могут привести к развитию карстовых явлений. Территории, на которых наблюдается активное развитие карста, следует считать непригодными для застройки капитальными сооружениями. Если же на такой территории приходится возводить сооружение, то следует принять меры по исключению дальнейшего развития карста. Такие меры дороги, но иногда необходимы. К ним, прежде всего, относятся мероприятия по исключению инфильтрации воды в грунт. Постоянные потоки подземных вод желательно перехватить дренами и отвести за пределы застраиваемой территории. Иногда такую территорию защищают противофильтрационными завесами. Имеющиеся карстовые полости приходится заполнять слабофильтрующим материалом (бетоном, цементным раствором и т. п.). Кроме того, сооружения на закарстованных территориях следует возводить из конструкций, малочувствительных к развитию неравномерных осадок. Стоимость всех этих работ часто превосходит стоимость самого сооружения *.

---

* Толмачев В. В. и др. Инженерно-строительное освоение закарстованных территорий. М.: Стройиздат, 1986.

4.4.4. Плывуны

В строительной практике плывунами называют водонасыщенные грунты (обычно пески или супеси), которые разжижаются при вскрытии их котлованами и другими выработками и приходят в движение аналогично тяжелой вязкой жидкости. Плывунные свойства грунтов проявляются при наличии гидродинамического давления в подземной воде, возникающего вследствие развития гидравлического градиента. Гидравлический градиент возникает при вскрытии водоносных горизонтов. Вода из грунта в таком случае поступает в выработку (котлован, траншею). Из-за малой водопроницаемости плывунного грунта в месте выхода воды развивается значительный гидравлический градиент, приводящий к перемещению воды в выработку, вместе с которой приходит в движение сам грунт (плывет), так как он плохо отдает воду. Часто плывунные свойства проявляют пылеватые пески и супеси, содержащие глинистые и коллоидные частицы. Вследствие наличия глинистых и более мелких коллоидных частиц эти грунты обладают гидрофильными свойствами и слабо отдают воду. Даже при небольшом гидравлическом градиенте они приходят в плывунное состояние и перемещаются с водой в выработки. Коэффициент фильтрации таких грунтов обычно менее 0,5 м/сут.

Способность грунта переходить в плывунное состояние часто обнаруживается при бурении, когда при вскрытии водоносного горизонта в скважине образуется «пробка» (грунт через забой вместе с водой проникает в скважину).

Плывуны обладают тиксотропией (потерей прочности при нарушении структуры), поэтому очень чувствительны к динамическим воздействиям. При таких воздействиях они стремятся уплотняться, вода, заполняющая поры грунта, получает большую подвижность и создает гидродинамическое давление, которое может превосходить собственный вес твердых частиц грунта. В результате этого грунт разжижается и, превращаясь в вязкую тяжелую жидкость, течет в направлении гидравлического градиента.

Если грунтовая вода, заполняющая поры плывунного грунта, не выходит в выработки (котлован, траншеи и др.), то такой плывунный грунт вполне может служить основанием сооружений при условии, что во время эксплуатации он не будет вскрываться какими-либо неогражденными выработками и плывун не придет в движение в эти выработки.

Для сохранения устойчивости плывунных грунтов при их вскрытии строители применяют следующие приемы:

осушают плывунные грунты, понижая уровень грунтовых вод ниже дна выработки откачкой воды из иглофильтров или других водопонижающих установок, а также с помощью электроосмоса;

ограждают выработки шпунтом, противофильтрационной завесой, ледогрунтовой стенкой с перекрытием всего водоносного горизонта;

закрепляют сам плывун силикатизацией, смолизацией, электрохимическими способами;

применяют специальные способы устройства фундаментов.

Для плывунов, сравнительно хорошо фильтрующих воду, применим любой из перечисленных методов. В случае грунтов, плохо отдающих воду, осушение и закрепление их приходится производить с помощью электроосмоса или электрохимического способа закрепления.

Правильное использование перечисленных способов ведения строительных работ позволяет с успехом использовать плывуны в качестве оснований сооружений.

4.5. Сейсмические явления

Сейсмические явления (землетрясения) вызываются следующими процессами:

тектоническими, происходящими в связи с тектоническими движениями земной коры;

вулканическими, зависящими от вулканической деятельности.

денудационными, связанными с карстовыми провалами, горными обвалами, взрывами бомб в грунте, а также с динамикой, обусловленной производством различных работ.

Вулканические и денудационные процессы имеют местный характер, тектонические — часто захватывают огромные территории.

4.5.1. Районирование сейсмических воздействий

Очаги землетрясений — гипоцентры находятся обычно на глубине 10...700 км. Место над очагом землетрясения называют эпицентром (рис. 4.3).

От гипоцентра во всех направлениях распространяются в виде волн упругие колебания продольные (сжатия и растяжения) и поперечные (сдвиговые, перпендикулярные продольным), вызывающие в породах деформации сдвига.

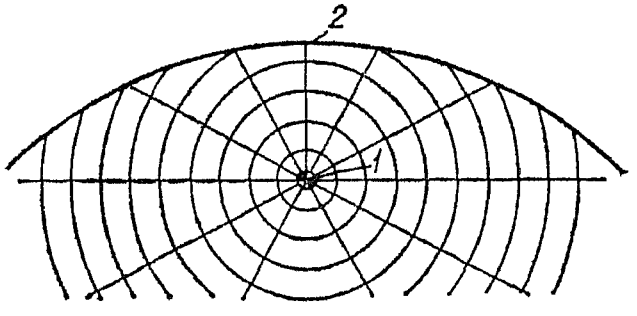


Рис. 4.3. Схема расположения гипоцентра (*1*) и эпицентра (*2*)

Скорость поперечных волн в 1,7 раза меньше, чем продольных. Кроме того, от эпицентра по поверхности земли распространяются во все стороны поверхностные волны (как по поверхности воды от вертикально брошенного камня). Хотя скорость поверхностных волн меньше поперечных, однако и они могут оказывать на сооружения интенсивное разрушающее воздействие.

Продолжительность землетрясений чаще всего измеряется несколькими секундами и реже минутами. Силу землетрясения оценивают в баллах. В СССР принята 12-балльная шкала. Однако строить сооружения разрешается только в районах с воздействием не более 9 баллов и, как исключение, при ожидаемом сейсмическом воздействии в 10 баллов (СНиП II-7—81). При силе землетрясения менее 6 баллов обычные сооружения вполне устойчивы, поэтому произведено районирование территорий с сейсмическими воздействиями 6...10 баллов *.

Районы с сейсмическим воздействием в 6 и более баллов в нашей стране распространены преимущественно по южной границе от Карпат до Сахалина и занимают большие территории Средней Азии, Якутской АССР, всю Камчатку и Алеутские острова.

Сила землетрясения может быть измерена значением сейсмического ускорения α (мм/с^2), которое определяется по формуле

$$\alpha = 4a\pi^2/T^2, \qquad (4.1)$$

где a — амплитуда колебаний поверхностных слоев земли, измеряемая сейсмографами, мм; T — период колебаний сейсмической волны по показаниям сейсмографа, с.

По величине ускорения находят коэффициент сейсмичности $k_s = \alpha/g$ (где g — ускорение свободного падения, мм/с^2). Значение коэффициента сейсмичности СНиП рекомендует определять в зависимости от значения сейсмичности в баллах: при 7 баллах $k_s = 0{,}025$, при 8 — $k_s = 0{,}05$, при 9 — $k_s = 0{,}1$. Используя значения k_s, рассчитывают сейсмические воздействия на отдельные конструкции сооружений.

Для измерения силы землетрясения обычно применяют сейсмографы.

4.5.2. Сейсмическое микрорайонирование

Сейсмическое микрорайонирование производится с учетом конкретных грунтовых условий, так как районирование по СНиП II-7—81 выполнено для средних грунтовых условий. К средним грунтовым условиям относятся: скальные грунты выветрелые и сильновыветрелые; крупнообломочные грунты, содержащие более 30 % песчано-глинистого заполнителя; пески гравелистые, крупные и средней крупности, плотные и средней

* Сейсмическое районирование территории СССР. М.: Наука, 1980.

плотности сложения, маловлажные и влажные; пески мелкие и пылеватые, плотные и средней плотности сложения, маловлажные; пылевато-глинистые грунты с показателем текучести $I_L \leqslant \leqslant 0{,}5$ при коэффициенте пористости $e < 0{,}9$ для глины и суглинков и $e < 0{,}7$ для супесей; нескальные вечномерзлые грунты пластично-мерзлые или сыпучемерзлые, а также грунты при температуре выше —2 °С и при строительстве, осуществляющемся по принципу I.

В случае залегания в микрорайоне более качественных грунтов в основании проектируемых сооружений рекомендуется показатель балла сейсмического воздействия снижать на единицу. К таким грунтам относятся: скальные грунты (в т. ч. вечномерзлые, оттаявшие и слабовыветрелые); крупнообломочные грунты, плотные, маловлажные, из магматических пород, содержащие до 30 % песчано-глинистого заполнителя, при положении уровня подземных вод ниже 15 м; выветрелые и сильновыветрелые скальные и нескальные твердомерзлые грунты, имеющие температуру —2 °С и ниже, в случае строительства по принципу I.

Наоборот, при наличии более слабых грунтов в основании показатель балла сейсмического воздействия, установленный для данного района, приходится повышать на единицу. Такими грунтами при положении уровня грунтовых вод на глубине менее 3...4 м являются: пески рыхлые независимо от влажности и крупности; пески гравелистые крупные и средней крупности, плотные и средней плотности сложения, водонасыщенные; пески мелкие и пылеватые, плотные и средней плотности сложения, влажные и водонасыщенные; пылевато-глинистые грунты с показателем текучести $I_L > 0{,}5$; пылевато-глинистые грунты с показателем текучести $I_L \leqslant 0{,}5$ при коэффициенте пористости $e \geqslant 0{,}9$ для глин и суглинков и $e \geqslant 0{,}7$ для супесей; вечномерзлые нескальные грунты при строительстве и эксплуатации по принципу II.

В случае слоистого залегания грунтов на площадке строительства в пределах 10-метровой толщи, которые различно реагируют на сейсмические воздействия, при установлении балльности принимается более слабая категория грунтов, если их суммарная толща больше 5 м. Исключением являются рыхлые пески, при наличии которых даже в пределах небольшого слоя (более 1 м) балл сейсмического воздействия следует повышать на единицу.

Так как интенсивность сейсмического воздействия зависит и от влажности грунта, необходимо при оценке сейсмического воздействия составлять прогноз возможного подъема уровня грунтовых вод на период эксплуатации сооружения.

Таким образом, балл сейсмического воздействия следует уточнять в зависимости от напластования и состояния грунтов, а также положения уровня грунтовых вод.

Поскольку меры, принимаемые по увеличению прочности и устойчивости конструкций сооружений в случае сейсмического воздействия на них, существенно удорожают строительство, необходимо большое внимание уделять выбору площадки строительства. Кроме того, следует оценивать устойчивость склонов, подлежащих застройке и расположенных выше интересующей территории. В этом плане особенно опасны отвесные скальные стены, так как они могут обрушиться во время землетрясения.

Когда землетрясение происходит ниже дна моря (океана), может возникнуть большая по длине и высоте волна — цунами; приближаясь к берегу, она поднимается еще выше и, опрокидываясь, набегает на берег, затопляя его на большое расстояние. Это надо учитывать при застройке берегов океанов.

4.5.3. Особенности оценки условий строительства вблизи вулканов

Как ранее было отмечено, одной из причин сейсмичности является извержение вулканов, поэтому в таких условиях при инженерно-геологических изысканиях интенсивность возможного сейсмического воздействия должна устанавливаться с учетом инженерно-геологических условий территории строительства. Дополнительно необходимо выявить следующее: повторяемость извержений вулкана во времени; наличие лавовых потоков и границы их распространения; возможность развития селевых и водных потоков со стороны вулкана; характер пеплообразных осадков и возможность суффозии пепла подземными водами.

Продукты извержения спекшиеся и сцементированные, как правило, являются достаточно надежным основанием сооружений. Вулканический несцементированный пепел относится к слабым неуплотненным грунтам.

5. ИНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГИЧЕСКИЕ ИЗЫСКАНИЯ

5.1. Назначение и стадии инженерно-геологических изысканий на площадках строительства

В результате развивавшихся ранее эндогенных и экзогенных процессов каждая площадка имеет свои специфические инженерно-геологические условия, являющиеся частью природных условий, которые должны учитываться при проектировании и строительстве сооружений. Для выявления таких специфических условий и проводятся инженерно-геологические изыскания. Таким образом, назначением инженерно-геологических изысканий

является изучение природных инженерно-геологических и гидрогеологических условий территории строительства и составление прогноза возможных изменений их во время строительства и в процессе эксплуатации сооружений. При этом должны быть выявлены пути максимального сохранения окружающей среды.

Знание инженерно-геологических условий территорий, подлежащих застройке, позволяет находить наиболее рациональное решение при проектировании сооружения. К сожалению, иногда при выборе территории под застройку не уделяется должное внимание ее инженерно-геологическим условиям. Это может привести к удорожанию строительства, а в некоторых случаях к отказу от выбранной площадки даже после начала освоения территории, что сопровождается бесполезной затратой средств и времени.

5.1.1. Изыскания для выбора площадки строительства

При проектировании новых предприятий, поселков, районов городов иногда возможен выбор места площадки строительства. Тогда к числу факторов, влияющих на него, относятся инженерно-геологические условия территории, которые в некоторых случаях могут привести к существенному удешевлению возводимых сооружений. Это в равной степени относится также к проектам планировки и застройки городов-новостроек, районов крупных городов, микрорайонов, поселков и промышленных предприятий. На этой стадии изысканий производится инженерно-геологическая съемка, которая должна характеризовать район строительства и выявить отдельные площади с худшими и лучшими инженерно-геологическими условиями с позиции строительства как зданий, так и подземных коммуникаций, дорог, а также охраны окружающей среды.

Инженерно-геологической съемке предшествует изучение литературных источников и фондовых (архивных) материалов. При этом выявляются инженерно-геологические и гидрогеологические условия, наличие геодинамических процессов, а также состав и свойства грунтов. С учетом собранных материалов производится рекогносцировка, при которой оцениваются полнота собранного материала, возможные геодинамические процессы на площадках строительства, в т. ч. при изменении условий при застройке территории, а также сложности инженерно-геологических условий и другие факторы, влияющие на производство съемки или разведки.

5.1.2. Инженерно-геологическая съемка

Это основной метод площадного изучения инженерно-геологических условий территории, подлежащей застройке, на

ранней стадии проектирования. В процессе съемки составляются инженерно-геологические карты, колонки выработки и по образцам грунта оцениваются его строительные качества. По собранному материалу производится инженерно-геологическое районирование, т. е. членение территории на участки или зоны с относительно однородными инженерно-геологическими условиями. Такое членение позволяет наиболее рационально решить вопросы планировки территории (разместить зеленые зоны в местах наименее благоприятных, расположить тяжелые здания там, где залегают прочные грунты и т. д.).

Для инженерно-геологического районирования в зависимости от масштаба карты устанавливается число точек проходки выработок на 1 км^2 и расстояния между этими точками в зависимости от категории сложности инженерно-геологических условий. Наибольшие расстояния между выработками назначаются при однородном напластовании грунтов, когда отдельные слои имеют сравнительно выдержанную мощность и не содержат в своей толще слабых сильносжимаемых грунтов. При пестром напластовании грунтов (невыдержанных мощностях и выклинивании отдельных слоев; линзообразном залегании некоторых грунтов; наличии в разведываемой толще неоднородных грунтов, содержащих гнезда и слои слабых грунтов и т. п.) приходится уменьшать расстояния между выработками для правильного освещения инженерно-геологических условий территории строительства. Обычно для промышленного и гражданского строительства расстояния между точками наблюдений (чаще всего буровыми скважинами) принимаются от 100 до 300 м. Глубина бурения зависит от намеченных к возведению сооружений и мощности четвертичных отложений, которые желательно полностью проходить по крайней мере частью скважин. Однако иногда на некоторой глубине четвертичных отложений повсеместно залегают относительно плотные отложения (например, моренные). В этих случаях бо́льшую часть скважин достаточно доводить до такого слоя с врезкой в него на 3...5 м.

5.1.3. Инженерно-геологическая разведка

Эта работа предполагает определение необходимых инженерно-геологических характеристик грунтов в зоне воздействия сооружения на грунты основания: условия залегания пород; гидрогеологические условия; геодинамические процессы; физико-механические свойства грунтов; прогноз влияния застройки территории на изменение инженерно-геологических условий. Важно, чтобы разведка проводилась на площадках размещения каждого объекта. При разведке производится бурение скважин и проходка шурфов, шахт, штолен и других выработок, осуществляются геофизические, полевые и лабораторные иссле-

дования грунтов по образцам грунта ненарушенной структуры, выявляются режим и состав подземных вод, проводятся стационарные наблюдения за параметрами геологической среды, специальные виды инженерно-геологических исследований. Полученные материалы обрабатываются камерально с целью обеспечения необходимой информации для проектирования сооружений.

Выработки в пределах пятна застройки располагаются в зависимости от сложности инженерно-геологических условий на расстояниях друг от друга по контуру объектов и пятну застройки от 20 до 100 м. Глубина бурения (обычно от 4 до 30 м) назначается в зависимости от нагрузок, передаваемых сооружением на фундамент. Однако при этом должна быть пройдена вся толща относительно слабых грунтов и слоев грунта, в которых возможно наличие прослоек торфа. Скважины располагают по осям фундаментов, но не далее 5 м от края пятна застройки. Для уменьшения количества буровых скважин с целью оконтуривания линз и границ выклинивания отдельных слоев целесообразно применение статического зондирования.

5.1.4. Инженерно-геологические исследования в период строительства и эксплуатации

При строительстве фундаментов сооружений обычно производят инженерно-геологическое освидетельствование дна котлована. Проверяют, в какой степени грунты, залегающие на отметке подошвы фундаментов, соответствуют данным, установленным во время инженерно-геологической разведки. При несоответствии фактических инженерно-геологических условий данным разведки производят дополнительные изыскания и иногда в проект фундаментов вносят коррективы, чаще всего местного характера.

При освидетельствовании дна котлована иногда обнаруживается, что часть фундаментов здания попадает на небольшой засыпанный пруд, незначительную по величине линзу торфа или заторфованного грунта, а иногда на старый засыпанный колодец или выгребную яму. В таком случае бурением устанавливаются размеры распространения слабого грунта в плане и по глубине для возможности внесения корректив в проект фундаментов.

При возведении больших сооружений инженер-геолог иногда выполняет зарисовку стенок и дна котлована с подробной характеристикой свойств грунта. Этот материал позволяет впоследствии выявлять причины деформаций сооружения, которые могут возникнуть в процессе его эксплуатации из-за развития неравномерных осадок фундаментов. По результатам освиде-

тельствования дна котлована составляется акт, который предъявляется строителями государственной комиссии при сдаче объекта в эксплуатацию.

При строительстве в сложных инженерно-геологических условиях или возведении крупных сооружений весьма важно проводить специальные наблюдения во время их строительства и в начальный период эксплуатации. К таким наблюдениям относятся геодезические наблюдения за осадками фундаментов сооружений; промерзанием грунтов; уровнями подземных вод; развитием геодинамических процессов. Наблюдения позволяют устанавливать, как протекают деформации сооружений и насколько действительные осадки и их неравномерности отличаются от вычисленных по данным инженерно-геологической разведки. Особенно ценны такие наблюдения за первыми объектами, строящимися в данных инженерно-геологических условиях района строительства. Зная результаты наблюдений можно более рационально спроектировать фундаменты последующих сооружений.

5.2. Камеральная обработка материалов

По всем выработкам (скважинам, шурфам и дудкам) составляются колонки (рис. 5.1), в которых указывается глубина залегания отдельных слоев, появления и поднятия уровня подземных вод всех водоносных горизонтов, приводится описание визуальных признаков грунтов с уточнением состояния по показателю текучести и наименования песков по гранулометрическому составу, а также другие особенности проходки выработки, трудности при разработке грунта. Устье выработки привязывается к абсолютной отметке (абс. отм.) поверхности земли.

По образцам грунта ненарушенной (монолитам) и нарушенной структур определяются физико-механические характеристики грунтов. Результаты этих определений обрабатываются методом математической статистики, как указано в п. 2.5. Для такой обработки необходимо не менее 6 определений каждой характеристики отдельной разности грунта. Эта трудоемкая работа должна выполняться для сооружений первого и второго классов. С целью уменьшения лабораторных работ допускается расчетные деформационные и прочностные характеристики грунтов для сооружений второго и третьего классов принимать по справочным таблицам СНиПа или по региональным таблицам в соответствии с характеристиками их физического состояния. Однако для сооружений второго класса при наличии слабых и сильносжимаемых грунтов в основании, а также для структурно неустойчивых грунтов этого недостаточно, необходимо рас-

Скважина №3

Абс. отм. устья скважины 5,72м — Начата 22.02.85

Абс. отм. уровня подземных вод 4,12м — Окончена 22.02.85

Геологический индекс	N слоя	Глубина, м	Мощность слоя	Отметка подошвы слоя	Условные обозначения	Краткое описание грунтов	Глубина появления воды	Устойчивый уровень воды
	1	1,00	1,00	4,72		Насыпной слой, супесь перекопанная		
Q_{IV}^{m-l}	2	1,80	0,80	3,92	①	Песок пылеватый, коричневый, малозаторфованный, насыщенный водой	1,70	1,60 / 8.03.85
$Q_{III}^{l\,gl}$	3	3,50	1,70	2,22	②	Супесь пылеватая, серая, до глубины 2,5м ожелезненная, пластичная.		
	4	5,50	2,00	0,22	③	Суглинок пылеватый, ленточный, коричневый, текучепластичный		
	5	6,50	1,00	-0,78	③а	Суглинок пылеватый, серый, слоистый, текучепластичный		
Q_{III}^{gl}	6	12,00	5,50		④	Супесь пылеватая, серая, с редким гравием и галькой, пластичная, с глубины 8,5м, полутвердая (морена)		

Рис. 5.1. Колонка буровой скважины

четные характеристики определять путем испытания грунтов в лабораторных или полевых условиях.

Зная напластование грунтов по выработкам и свойства отдельных разностей грунтов, строят продольные (вдоль сооружения) и поперечные геолого-литологические разрезы (рис. 5.2). Для наглядности при построении разрезов вертикальный масштаб принимают в 5...10 раз больше горизонтального. При этом разрезы строят так, чтобы на них можно было при проектировании нанести подземную часть сооружения и фундаменты.

Кроме того, для сложных напластований грунтов вычерчивают геолого-литологические карты кровли слоев грунта, которые потенциально могут являться несущим слоем основания, планы срезки на отметке будущей подошвы фундамента, а также карты изомощности слабых грунтов и карты кровли подстилающих их плотных грунтов. Карта гидроизогипс зеркала подземных вод строится при сложном рельефе площадки больших в плане зданий (несколько га) или для микрорайона строительства.

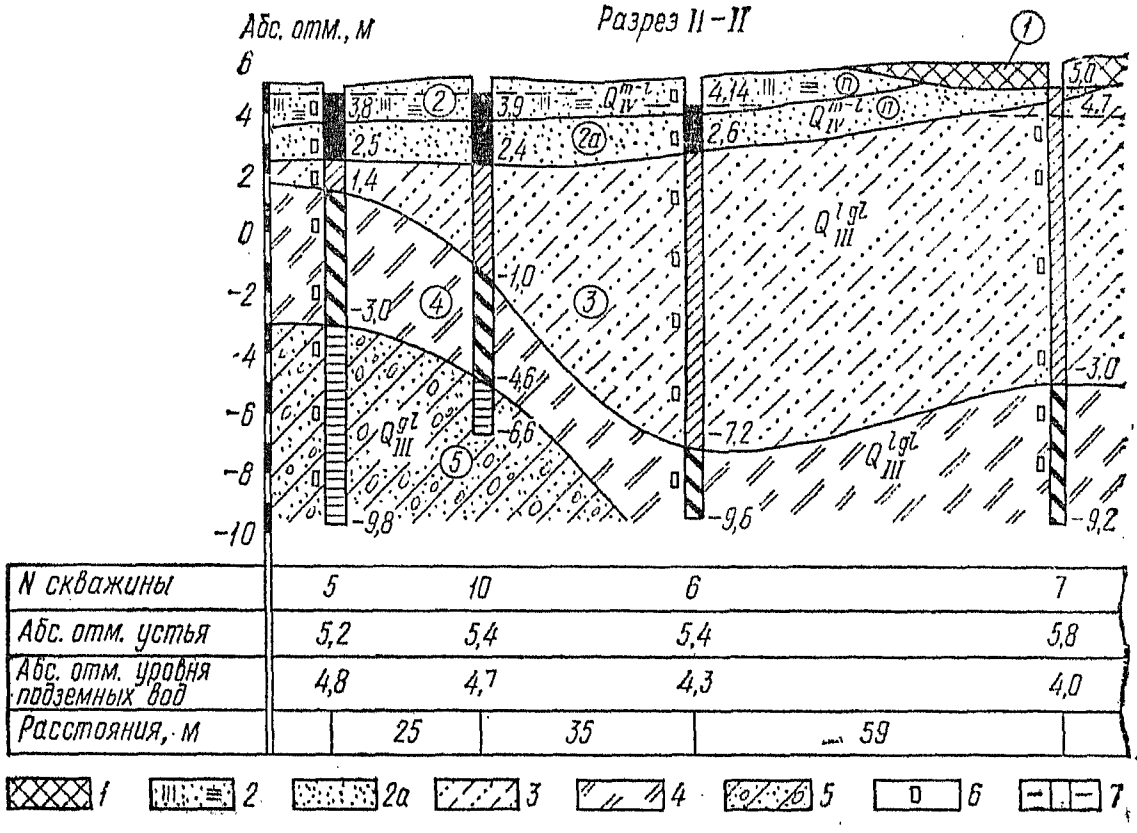


Рис. 5.2. Геолого-литологический разрез по буровым скважинам

1 — насыпной грунт; *2* — песок пылеватый заторфованный; *2а* — песок пылеватый; *3* — супесь пылеватая; *4* — суглинок пылеватый ленточный; *5* — суглинок с включениями гравия и гальки (морена); *6* — места взятия монолитов; *7* — установившийся уровень воды; *Q* — геологические индексы (четвертичные отложения)

5.3. Состав и содержание инженерно-геологических отчетов

В отчете прежде всего приводятся техническое задание и программа работ, на основании которых выполняется инженерно-геологическая съемка или разведка. Задание и программа составляются в проектной организации. В них дается подробная характеристика объекта строительства, указываются размещение его в плане и предполагаемые нагрузки на фундаменты, отмечается возможность устройства свайных фундаментов. Задание на разведку под отдельными сооружениями составляется по имеющимся материалам инженерно-геологической съемки, а на инженерно-геологическую съемку — на основании имеющихся литературных и фондовых материалов инженерно-геодезической съемки и опыта строительства в данном районе. В отчете подробно освещается геоморфология (рельеф) района или участка, где проводилась инженерно-геологическая съемка или разведка, уделяется внимание геодинамическим процессам, которые могут развиваться в рассматриваемом районе, в

т. ч. после изменения условий окружающей среды вследствие застройки территорий.

Основную часть отчета занимает подробное освещение напластования грунтов, рассматриваемых сверху вниз, и их физико-механических свойств. При этом обращается внимание на возможные изменения этих свойств во время строительства от метеорологических факторов, а также под воздействием тяжелых машин и механизмов, применяемых строителями при устройстве котлованов и фундаментных работах.

В отчете приводятся нормативные и расчетные характеристики грунтов для расчетов оснований и фундаментов по деформации и прочности (устойчивости). Кроме того, в нем должны содержаться сведения о грунтах, прорезаемых фундаментами, необходимые для расчета крепления стен котлованов.

Особо должен быть отмечен режим подземных вод каждого водоносного горизонта — появление подземных вод при бурении, установившийся их уровень и прогноз наиболее высокого положения уровня подземных вод в период строительства и эксплуатации сооружения. На основании лабораторных определений устанавливается агрессивность среды грунтовых вод и грунтов по отношению к бетону и в некоторых случаях к стали.

В заключении (или выводах) отчета подводится итог анализу полученных материалов и даются рекомендации по оценке грунтов как основания сооружения, по выбору типа фунадаментов (на естественном основании, свайные фундаменты и др.) и прогноз изменения окружающей среды. Эти рекомендации инженера-геолога не являются обязательными для проектировщика, однако в той или иной степени учитываются при проектировании.

После выводов в отчете помещаются приложения, к которым относятся данные лабораторных и полевых испытаний грунтов в виде таблицы и графиков, план участка с горизонталями, с расположением скважин и других выработок, а также существующих сооружений, колонки по выработкам, выполненным при настоящих и предшествующих изысканиях, геолого-литологические разрезы (продольные и поперечные). В некоторых случаях даются карты срезки на заданной глубине и кровли несущего слоя, инженерно-геологического районирования, карта гидроизогипс и др.

Правильный учет материалов, содержащихся в инженерно-геологическом отчете, позволяет находить наиболее рациональные решения при проектировании фундаментов и подземных частей сооружений.

Инженер-геолог — хороший помощник инженера-проектировщика, нацеливающий его на наиболее правильные решения.

5.4. Особенности инженерно-геологических изысканий при реконструкции предприятий и сооружений

Для инженерно-геологических изысканий, проводимых при реконструкции сооружений, характерны следующие особенности:

стесненность территорий, на которых необходимо выполнять инженерно-геологические выработки;

наличие иногда достаточно богатого материала предшествовавших изысканий, проведенных при проектировании реконструируемых сооружений;

обследование конструкций, включая фундаменты сооружений, подлежащих реконструкции;

определение возможности увеличения нагрузки на существующие фундаменты без их усиления;

оценка возможных осадок существующих фундаментов, к которым по проекту примыкают новые сооружения;

возможность отрывки котлована около загруженных существующих фундаментов;

оценка уплотненности грунтов в основании существующих фундаментов.

Иногда приходится устанавливать возможность проходки туннелей около существующих сооружений, изменения гидрогеологических условий, влияния динамических воздействий при строительстве на грунты основания существующего сооружения и др. Решение этих сложных вопросов в ряде случаев должно производиться по специальной программе, составляемой инженером-геологом и инженером-строителем.

Правильная оценка уплотненности грунтов в основании существующих сооружений во многих случаях позволяет существенно увеличивать нагрузки на уже загруженные по расчету фундаменты. Определить уплотненность грунтов можно наклонным зондированием и геофизическими методами.

Устойчивость существующих фундаментов особенно на песчаных грунтах при динамических воздействиях может быть установлена динамическим зондированием.

Для правильной оценки дополнительной осадки существующих фундаментов от загрузки расположенных около них новых фундаментов важно знать деформируемость грунтов, уплотнившихся под длительно действовавшей нагрузкой.

Таким образом, при реконструкции сооружений, предприятий и городов приходится по специальной программе производить дополнительные нестандартные и достаточно сложные изыскания.

Раздел второй

МЕХАНИКА ГРУНТОВ

6. ОПРЕДЕЛЕНИЕ НАПРЯЖЕНИЙ В МАССИВЕ ГРУНТА

6.1. Применимость решений теории упругости к грунтам

Исследованиями деформируемости грунтов установлено следующее: грунт в большинстве случаев не является упругим материалом (остаточные деформации грунта значительно больше упругих);

грунту не свойственна строгая линейная зависимость между напряжениями и деформациями.

Кроме того, грунт является несплошным (зернистым) материалом, состоящим из мелких частиц, между которыми располагаются поры, заполненные полностью или частично водой.

В связи с этим возникает вопрос, в каких случаях допустимо с некоторым приближением использовать решения теории упругости для определения напряжений и деформаций грунтов под действием внешних нагрузок. Для выяснения этого рассмотрим перемещения фундамента (штампа) в случае его загружения статической нагрузкой.

6.1.1. Фазы напряженного состояния грунта

Пусть на поверхности грунта, обладающего структурной прочностью, установлен жесткий штамп, загружаемый нагрузкой N (рис. 6.1, *а*). Под действием этой нагрузки в массиве грунта происходят перемещения, величина которых будет возрастать по мере увеличения давления на основание. Вследствие развития в грунте дополнительных напряжений сверх ранее существовавших (от действия собственного веса грунта) он будет деформироваться. Интегральным выражением деформаций является осадка штампа s. При увеличении нагрузки осадка развивается в соответствии с кривой *1*, приведенной на рис. 6.1, *б*.

На ней можно выделить четыре участка: *OA*, *AB*, *BC* и *CD*. Участок *OA* соответствует нагрузке, при которой возникающие

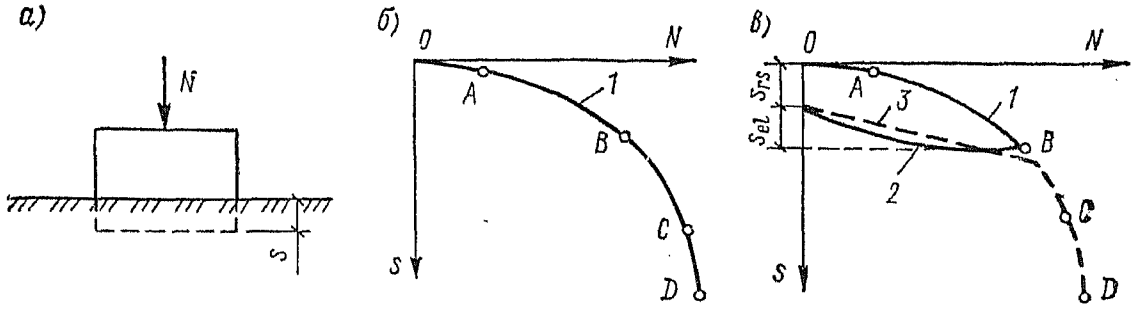


Рис. 6.1. Схема испытания грунта штампом (*а*) и графики зависимости осадки штампа от нагрузки (*б* и *в*)

в грунте под основной частью подошвы штампа напряжения не превышают структурную прочность грунта p_{str}. При таких напряжениях развиваются преимущественно упругие осадки и осадки, связанные с затухающей ползучестью. Вследствие неравномерности распределения давления по подошве жесткого штампа напряжения под его отдельными частями (под краями), как правило, будут превышать p_{str}. Это приведет к перераспределению давления. Так как под основной частью штампа $p < p_{str}$, деформации будут возрастать примерно пропорционально изменению нагрузки. Эту фазу напряженного состояния грунтов в основании штампа называют фазой упругих деформаций, хотя одновременно с ними развиваются в небольших зонах пластические деформации и деформации уплотнения. Последнее обстоятельство приводит к тому, что в пределах и этой фазы между нагрузкой и осадкой нет строгой линейной зависимости.

Когда давление под всей подошвой штампа превысит структурную прочность грунта, в основании станут развиваться деформации уплотнения, которые в пределах сравнительно небольших напряжений, возникающих обычно в основании сооружения, как показывают компрессионные испытания (см. п. 2.2), можно принять линейно возрастающими с увеличением давления. Если бы в пределах изменения нагрузки, соответствующей участку *AB* кривой *1* (см. рис. 6.1, *б*), деформации уплотнения развивались в одном и том же объеме, указанный участок кривой был бы прямолинейным. Однако это не так. При давлении, незначительно превышающем структурную прочность грунта, уплотнение развивается лишь в зоне, непосредственно примыкающей к подошве штампа. По мере увеличения нагрузки грунт будет уплотняться во все большей зоне, так как в пределах все большего объема напряжения σ будут превышать структурную прочность грунта. Одновременно в грунте под краями штампа, где происходит концентрация напряжений, будут развиваться пластические деформации (деформации сдвигов), усугубляя криволинейность участка *AB*.

Тем не менее при сравнительно небольших давлениях, обычно возникающих под подошвой фундаментов сооружений, кривую *1* на участке *AB* можно с некоторым приближением принять за прямую. Эту фазу напряженного состояния грунтов в основании называют фазой уплотнения и местных сдвигов.

При еще большем давлении зоны пластических деформаций, развиваясь в стороны, будут приводить к уплотнению грунтов и по сторонам от этих зон, вследствие чего радиус кривизны кривой *1* на участке *BC* станет меньше. Этот участок соответствует значительному развитию местных сдвигов, поэтому фазу напряженного состояния в основании, соответствующую участку *BC*, назовем фазой развития интенсивных деформаций сдвигов и уплотнения, в т. ч. по сторонам от зон пластических деформаций.

Наконец, при воздействии некоторой нагрузки *N* на сравнительно неглубоко заложенный фундамент произойдет резкая осадка его с выпором грунта из основания в стороны и вверх (см. далее рис. 8.1). На кривой осадок появится практически вертикальная линия *CD*, соответствующая фазе выпора.

Таким образом, для грунтов, обладающих структурной прочностью, можно приближенно выделить четыре фазы напряженного состояния, в условиях которых последовательно преобладают деформации: 1) упругие; 2) уплотнения и местных сдвигов; 3) интенсивных местных сдвигов и уплотнения по сторонам от зон пластических деформаций; 4) выпирания.

Поскольку структурная прочность грунта под подошвой часто незначительна, зависимость между средним давлением штампа и его осадкой (при небольшом развитии пластических деформаций), а следовательно, между напряжениями и деформациями, принято считать линейной.

6.1.2. Основные допущения

Решения теории упругости применяют к задачам о напряженно-деформированном состоянии сплошных упругих изотропных тел. Чтобы эти решения использовать для грунтов, приходится принимать ряд допущений и вводить некоторые ограничения.

Выше была доказана возможность принятия в пределах двух фаз напряженного состояния (упругих деформаций, а также уплотнения и местных сдвигов) линейной зависимости между давлением и осадкой штампа, а также приблизительно линейной зависимости между давлением и относительной деформацией (см. формулу (2.4)). Следовательно, в пределах

этих фаз можно принять допущение, что грунт является *линейно-деформируемым телом.*

Рассмотрим, как развиваются деформации грунта в основании при разгрузке штампа. Для этого будем разгружать штамп после уплотнения грунта основания нагрузкой N, еще не вызывающей интенсивных местных сдвигов. При снижении нагрузки уменьшается осадка (кривая *2* на рис. 6.1, *в*). После полной разгрузки кривая *2* никогда не возвращается в начало координат, поскольку грунт получает остаточные деформации. Следовательно, грунт не является упругим телом, что подтверждают данные компрессионных испытаний (см. рис. 2.2, *а*). Вследствие наличия остаточных деформаций грунта *решения теории упругости для изотропных тел можно использовать лишь при одноразовом загружении основания.*

Этому условию удовлетворяют задачи определения напряжений и деформаций в основании возводимых сооружений. Основания испытывают преимущественно одноразовое загружение во время возведения сооружения (как правило, без разгрузки). Кроме того, при действии вертикальных сил, направленных вниз, в них возникают преимущественно деформации сжатия. Поэтому решения теории упругости могут быть использованы для рассмотрения указанных задач. При повторном загружении получим кривую *3*, которая до значения нагрузки, ранее приложенной к штампу (см. рис. 6.1, *в*), будет приблизительно соответствовать линейной зависимости.

Вследствие зернистости грунта установить истинное напряжение, возникающее в какой-либо точке его массива, с использованием теории упругости невозможно. Приходится ограничиваться определением средней интенсивности напряжения в требуемой точке основания, принимая *условно*, что *грунт является сплошным телом.* В точках контактов частиц напряжения будут во много раз больше средних значений.

Иногда грунты обладают анизотропией, обусловленной как характером их образования, так и предшествующим напряженным состоянием. Тем не менее при решении инженерных задач с некоторым приближением обычно принимают, что грунты изотропны. Это во многих случаях близко к действительности (для песков, неслоистых глин и суглинков и т. п.). При необходимости можно учесть анизотропность грунтов, но это приводит к усложнению расчетов.

Таким образом, при определении напряжений в массиве принимают, что *грунт является сплошным линейно-деформируемым телом, испытывающим одноразовое загружение.* При этих условиях для определения осредненных напряжений в точке массива грунта используют решения теории упругости.

6.2. Определение напряжений в массиве грунта от действия внешних нагрузок

6.2.1. Действие вертикальной сосредоточенной силы, приложенной к поверхности линейно-деформируемого полупространства

Рассмотрим действие вертикальной сосредоточенной силы N, приложенной в точке O к горизонтальной плоскости, являющейся поверхностью линейно-деформируемого полупространства, простирающегося в бесконечность ниже этой плоскости (рис. 6.2, *а*). От действия силы N во всех точках полупространства возникает сложное напряженное состояние. В общем случае в каждой точке полупространства, несколько удаленной от точки O, в декартовой системе координат будет действовать шесть составляющих σ_x, σ_y, σ_z, τ_{xy}, τ_{yz}, τ_{zx}. Решение этой задачи было выполнено Буссинеском (1885 г.).

Пусть положение точки M_1 (рис. 6.2, *а*) определяется полярными координатами R и β системы координат с началом в точке приложения силы N. Под действием силы N точка M_1 переместится в направлении радиуса R на величину s_1. Чем дальше от точки O будет расположена точка M_1, тем меньше будет ее перемещение; при $R = \infty$ перемещение точки M_1 будет равно нулю. Следовательно s_1 можно принять обратно пропорциональным R. В то же время при одном и том же значении R для различных величин угла β перемещения точек будут неодинаковы. Наибольшее перемещение получит точка, расположенная на оси z, т. е. при $\beta = 0$. С увеличением угла β перемещения по направлению радиуса R уменьшаются, и в случае $\beta = 90°$ (на поверхности грунта) при малых деформациях

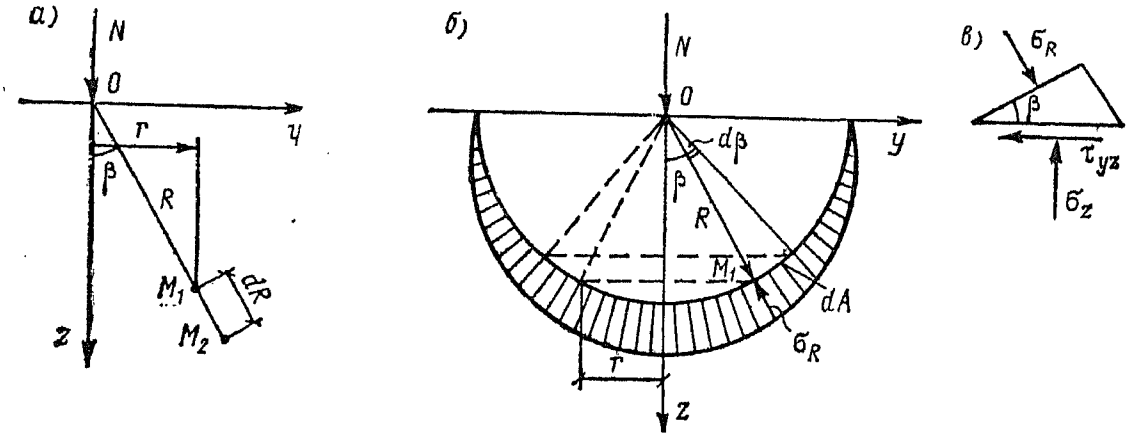


Рис. 6.2. Схема к выводу формулы (6.1)

а — расположение точек M_1 и M_2 в полупространстве; *б* — распределение напряжений по полушаровой поверхности с радиусом R; *в* — напряжения, действующие в точке M_1

будут равны нулю. В связи с этим можно принять, что перемещение точки M_1 по направлению радиуса, кроме зоны около точки приложения силы N, будет

$$s_1 = (\alpha_1/R)\cos\beta,$$

где α_1 — коэффициент пропорциональности.

Эта зависимость удовлетворяет граничным условиям. Рассмотрим теперь точку M_2 на продолжении радиуса R. Пусть точка M_2 находится на расстоянии dR от точки M_1. Руководствуясь записанным выражением, найдем перемещение точки M_2 по направлению радиуса R:

$$s_2 = [\alpha_1/(R + dR)]/\cos\beta.$$

В таком случае относительная деформация грунта на отрезке dR составит

$$\varepsilon_R = \frac{s_1 - s_2}{dR} = \left(\frac{\alpha_1}{R} - \frac{\alpha_1}{R + dR}\right)\frac{\cos\beta}{dR} = \frac{\alpha_1\cos\beta}{R^2 + R\,dR}.$$

Пренебрегая величиной RdR, малой по сравнению с R^2, и учитывая линейную зависимость между напряжениями и деформациями, найдем выражение для напряжений сжатия, действующих на площадки, перпендикулярные направлению радиуса R, без учета силы тяжести грунта:

$$\sigma_R = (\alpha_1\alpha_2/R^2)\cos\beta, \qquad (а)$$

где α_2 — коэффициент пропорциональности между напряжениями и деформациями.

Для нахождения произведения коэффициентов $\alpha_1\alpha_2$ отсечем мысленно часть полупространства полушаровой поверхностью (рис. 6.2, *б*), имеющей центр в точке O и радиус R, и составим уравнение равновесия проекций на ось z всех сил, действующих на отсеченный элемент, для невесомой среды. В таком случае получим

$$N - \int_0^{\pi/2} \sigma_R \cos\beta\, dA = 0, \qquad (б)$$

где dA — площадь кольца полушаровой поверхности при изменении угла β на величину $d\beta$.

Подставив в уравнение (б) значение σ_R, определенное по выражению (а), и решив его, найдем произведение коэффициентов $\alpha_1\alpha_2$. После подстановки значения $\alpha_1\alpha_2$ в выражение (а) получим

$$\sigma_R = \frac{3}{2\pi}\frac{N}{R^2}\cos\beta. \qquad (в)$$

Напряжение σ_R действует на наклонную площадку dA. Рассматривая равновесие элементарной треугольной призмы

(рис. 6.2, *в*), составим уравнение проекций всех сил на вертикальную ось:

$$\sigma_z\, dA/\cos\beta - \sigma_R \cos\beta\, dA = 0.$$

Подставив в полученное уравнение значение σ_R по выражению (в), найдем вертикальное напряжение, которое принимается с положительным знаком при сжатии:

$$\sigma_z = \frac{3}{2\pi}\frac{N}{R^2}\cos^3\beta.$$

Поскольку $\cos\beta = z/R$ (см. рис. 6.2, *а*), получим

$$\sigma_z = \frac{3}{2\pi} N \frac{z^3}{R^5}.$$

Учитывая, что $R^2 = r^2 + z^2$ будем иметь

$$\sigma_z = KN/z^2, \tag{6.1}$$

где

$$K = \frac{3}{2\pi}\frac{1}{[1+(r/z)^2]^{5/2}}.$$

Аналогично могут быть найдены остальные пять компонентов напряжения в точке M_1.

Подставляя в формулу (6.1) значение коэффициента K, найденного по табл. 6.1, определяют вертикальное сжимающее напряжение σ_z, развивающееся в грунтах при действии сосредоточенной силы.

6.2.2. Действие нескольких сосредоточенных сил

Если к поверхности изотропного линейно-деформируемого полупространства приложено несколько сил ($N_1, N_2, \ldots, N_n$ на рис. 6.3), то при прямой пропорциональности между напряже-

Таблица 6.1. Значения коэффициента K при различных отношениях r/z

r/z	K	r/z	K	r/z	K	r/z	K
0,00	0,4775	0,50	0,2733	1,00	0,0844	1,5	0,0251
0,05	0,4745	0,55	0,2466	1,05	0,0744	1,6	0,0200
0,10	0,4657	0,60	0,2214	1,10	0,0658	1,7	0,0160
0,15	0,4516	0,65	0,1978	1,15	0,0581	1,8	0,0129
0,20	0,4329	0,70	0,1762	1,20	0,0513	1,9	0,0105
0,25	0,4103	0,75	0,1565	1,25	0,0454	2,0	0,0085
0,30	0,3849	0,80	0,1386	1,30	0,0402	2,5	0,0034
0,35	0,3577	0,85	0,1226	1,35	0,0357	3,0	0,0015
0,40	0,3294	0,90	0,1083	1,40	0,0317	4,0	0,0004
0,45	0,3011	0,95	0,0956	1,45	0,0282	5,0	0,0001

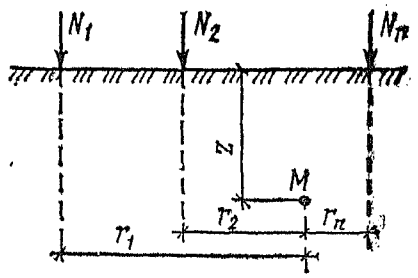


Рис. 6.3. Схема к расчету действия нескольких сил

ниями и деформациями можно использовать принцип суперпозиции и найти значение σ_z в любой точке M простым суммированием:

$$\sigma_z = K_1 N_1/z^2 + K_2 N_2/z^2 + \ldots + K_n N_n/z^2. \quad (6.2)$$

Значения коэффициента K определяют по табл. 6.1 в зависимости от отношений r_1/z, r_2/z, ..., r_n/z.

6.2.3. Действие любой распределенной нагрузки

Пусть к поверхности изотропного линейно-деформируемого полупространства в пределах площади A приложено распределенное давление (рис. 6.4, *а*). Загруженную площадь можно разбить на небольшие прямоугольники со сторонами b_i и l_i и более сложные фигуры по ее контуру. С некоторым приближением давление, распределенное в пределах i-го прямоуголь-

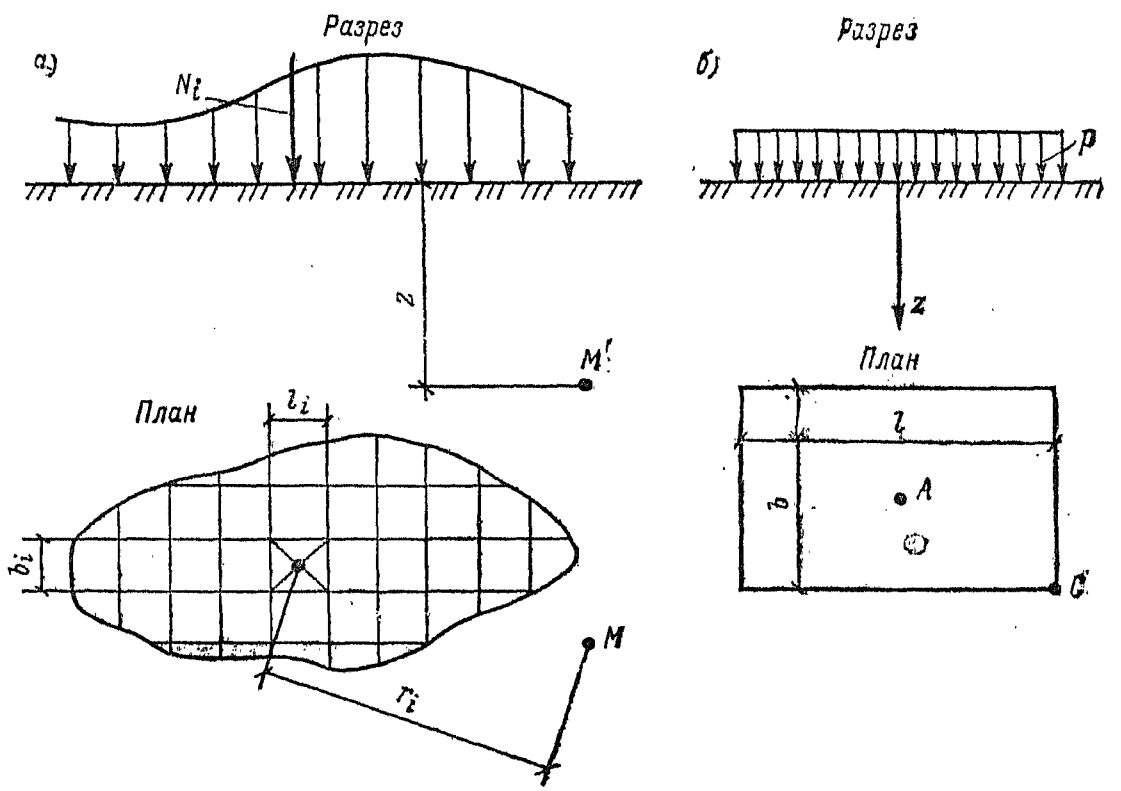


Рис. 6.4. Схемы к расчету действия любой распределенной нагрузки (*а*) и равномерно распределенного давления (*б*) в пределах прямоугольной площадки загружения

ника, можно заменить равнодействующей N_i, приложенной в центре тяжести этого давления. Вертикальное сжимающее напряжение от действия силы N_i составит $\sigma_{zi} = K_i N_i / z^2$.

Определив величину σ_{zi} от нагрузки каждой из небольших фигур, на которые разбита площадь A, и произведя суммирование этих напряжений, определим напряжение σ_z от действия распределенной местной нагрузки:

$$\sigma_z = \sum K_i N_i / z^2, \tag{6.3}$$

где K_i — коэффициент зависит от отношения r_i/z и берется по табл. 6.1.

Точность расчета увеличивается с уменьшением b_i и l_i. Например, погрешность расчета не превысит 3 %, если расстояние между точкой приложения сосредоточенной силы N_i и точкой М в пространстве в 3 раза и более превышает размеры b_i и l_i.

6.2.4. Действие местного равномерно распределенного давления

Если закон распределения давления по поверхности изотропного линейно-деформируемого полупространства известен, то элементарное суммирование можно заменить интегрированием. При равномерно распределенном давлении после интегрирования по прямоугольной площади загружения значения σ_z для точек, расположенных под центром прямоугольной площади загружения (рис. 6.4, *б*), будут

$$\sigma_z = \alpha p, \tag{6.4}$$

где α — коэффициент, принимаемый по табл. 6.2; p — равномерно распределенное давление.

При определении напряжения σ_z на глубине z под центром площади загружения значение α принимают в зависимости от величин $\eta = l/b$ и $\zeta = 2z/b$ (где l — длинная сторона прямоугольной площади загружения; b — ее ширина).

При нахождении σ_z под угловыми точками прямоугольной площади загружения (например, под точкой C на рис. 6.4, *б*) значения α, как показал Д. Е. Польшин, также можно принимать по табл. 6.2 в зависимости от величин $\eta = l/b$ и ζ. В этом случае $\zeta = z/b$. Напряжение под угловыми точками определяют по формуле

$$\sigma_z = 0{,}25\alpha p. \tag{6.5}$$

6.2.5. Определение напряжения σ_z методом угловых точек

Для определения вертикального напряжения σ_z в любой точке полупространства можно воспользоваться выражением (6.5). Действительно, если проекция рассматриваемой

Таблица 6.2. Значения коэффициента α

ζ	Круглые фундаменты	Прямоугольные фундаменты с отношением сторон $\eta = l/b$											Ленточные фундаменты при $\eta \geqslant 10$
		1	1.2	1,4	1,6	1,8	2	2,4	2,8	3,2	4	5	
0,0	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
0,4	0,949	0,960	0,968	0,972	0,974	0,975	0,976	0,976	0,977	0,977	0,977	0,977	0,977
0,8	0,756	0,800	0,830	0,848	0,859	0,866	0,870	0,875	0,878	0,879	0,880	0,881	0,881
1,2	0,547	0,606	0,652	0,682	0,703	0,717	0,727	0,740	0,746	0,749	0,753	0,754	0,755
1,6	0,390	0,449	0,496	0,532	0,558	0,578	0,593	0,612	0,623	0,630	0,636	0,639	0,642
2,0	0,285	0,336	0,379	0,414	0,441	0,463	0,481	0,505	0,520	0,529	0,540	0,545	0,550
2,4	0,214	0,257	0,294	0,325	0,352	0,374	0,392	0,419	0,437	0,449	0,462	0,470	0,477
2,8	0,165	0,201	0,232	0,260	0,284	0,304	0,321	0,350	0,369	0,383	0,400	0,410	0,420
3,2	0,130	0,160	0,187	0,210	0,232	0,251	0,267	0,294	0,314	0,329	0,348	0,360	0,374
3,6	0,106	0,130	0,153	0,173	0,192	0,209	0,224	0,250	0,270	0,285	0,305	0,320	0,337
4,0	0,087	0,108	0,127	0,145	0,161	0,176	0,190	0,214	0,233	0,248	0,270	0,285	0,306
4,4	0,073	0,091	0,107	0,122	0,137	0,150	0,163	0,185	0,203	0,218	0,239	0,256	0,280
4,8	0,062	0,077	0,092	0,105	0,118	0,130	0,141	0,161	0,178	0,192	0,213	0,230	0,258
5,2	0,053	0,066	0,079	0,091	0,102	0,112	0,123	0,141	0,157	0,170	0,191	0,208	0,239
5,6	0,046	0,058	0,069	0,079	0,089	0,099	0,108	0,124	0,139	0,152	0,172	0,189	0,223
6,0	0,040	0,051	0,060	0,070	0,078	0,087	0,095	0,110	0,124	0,136	0,155	0,172	0,208
6,8	0,032	0,040	0,048	0,055	0,062	0,069	0,076	0,088	0,100	0,110	0,128	0,144	0,184
7,6	0,024	0,032	0,038	0,044	0,050	0,056	0,062	0,072	0,082	0,091	0,107	0,123	0,166
8,4	0,021	0,026	0,032	0,037	0,042	0,046	0,051	0,060	0,069	0,077	0,091	0,105	0,150
9,2	0,018	0,022	0,026	0,031	0,035	0,039	0,043	0,051	0,058	0,065	0,078	0,091	0,137
10	0,015	0,019	0,022	0,026	0,030	0,033	0,037	0,044	0,050	0,056	0,067	0,079	0,126
12	0,009	0,015	0,018	0,020	0,024	0,026	0,028	0,034	0,038	0,044	0,051	0,060	0,104

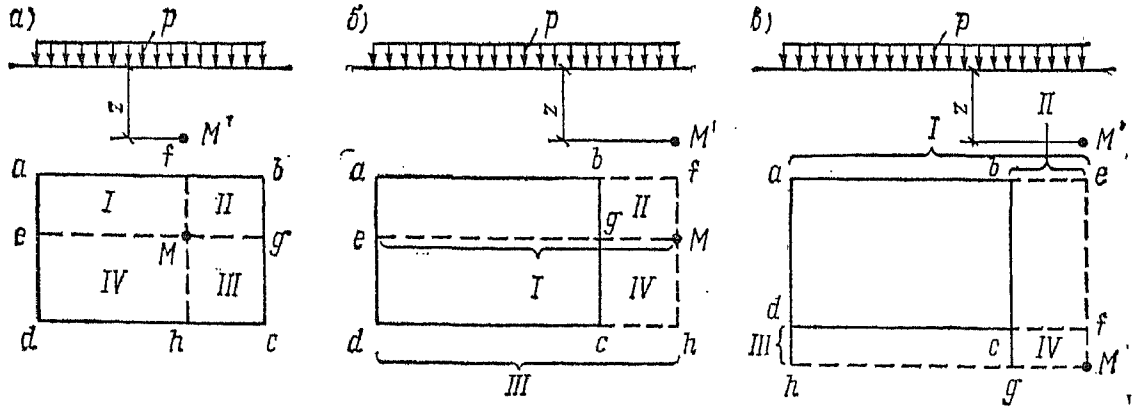


Рис. 6.5. Схемы к расчету давления в точке M при различном ее расположении

точки M' на горизонтальную поверхность полупространства (точка M) располагается в пределах площади загружения (рис. 6.5, *а*), то эту площадь можно разбить на четыре прямоугольника (I — *Meaf*, II — *Mfbg*, III — *Mgch*, IV — *Mhde*) так, чтобы точка M была угловой точкой каждого из них. Тогда напряжение σ_z найдем суммированием напряжений под угловыми точками четырех площадей загружения:

$$\sigma_z = \sigma_{zI} + \sigma_{zII} + \sigma_{zIII} + \sigma_{zIV} = 0{,}25\,(\alpha_I + \alpha_{II} + \alpha_{III} + \alpha_{IV})\,p, \qquad (6.6)$$

где α_I, α_{II}, α_{III}, α_{IV} — коэффициенты, принимаемые по табл. 6.2 в зависимости от отношения сторон площадей загружения I, II, III, IV и отношения z (глубины расположения точки M') к ширине каждой из этих площадей.

Когда проекция точки M' на горизонтальную поверхность полупространства (точка M) располагается вне пределов площади загружения (рис. 6.5, *б*), точку M аналогично можно представить как угловую точку фиктивных площадей загружения I, II, III, IV (*Meaf*, *Mgbf*, *Mhde*, *Mhcg*). При этом в пределах площадей II и IV фиктивная нагрузка прикладывается в обратном направлении. Напряжение определяется по выражению

$$\sigma_z = \sigma_{zI} - \sigma_{zII} + \sigma_{zIII} - \sigma_{zIV} = 0{,}25\,(\alpha_I - \alpha_{II} + \alpha_{III} - \alpha_{IV})\,p. \qquad (6.6')$$

В случае расположения точки M' так, как показано на рис. 6.5, *в*, ее проекцию на горизонтальную поверхность полупространства (точку M) можно представить как угловую точку фиктивных площадей загружения *Mhae*(I), *Mgbe*(II), *Mhdf*(III), *Mgcf*(IV). Тогда

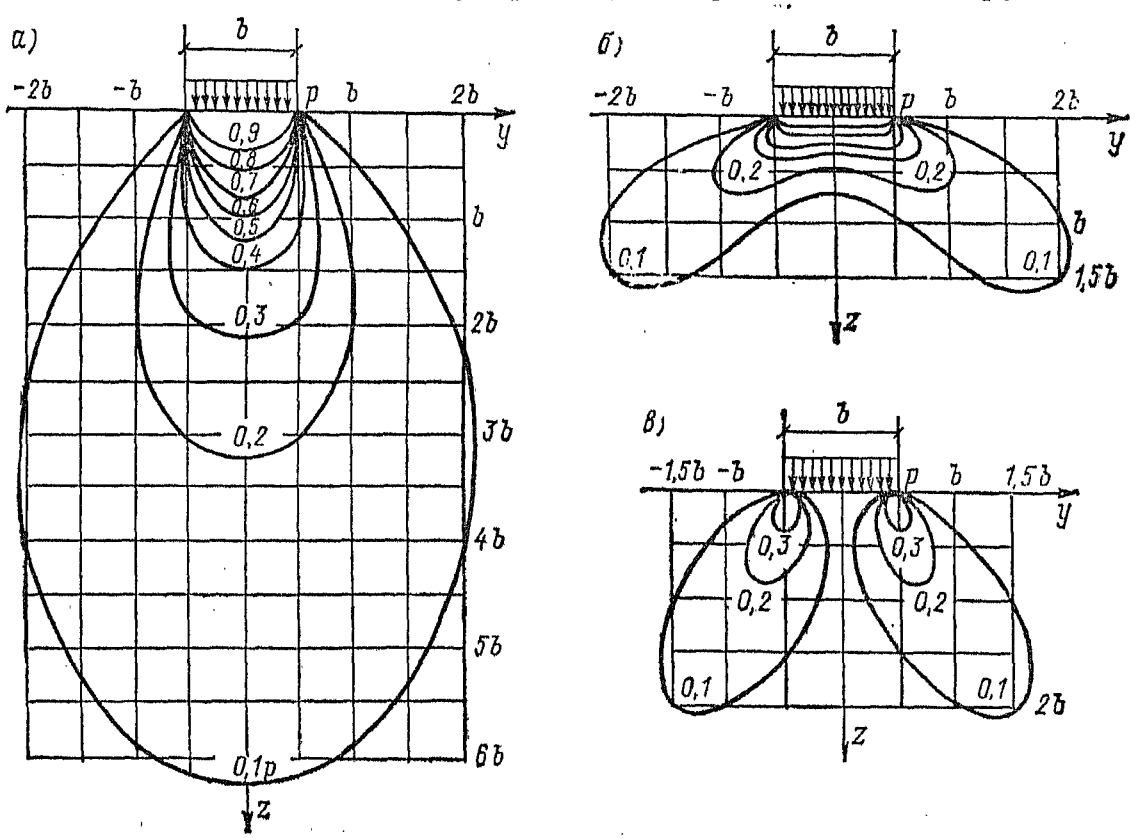
$$\sigma_z = 0{,}25\,(\alpha_I - \alpha_{II} - \alpha_{III} + \alpha_{IV})\,p. \qquad (6.6'')$$

Так, пользуясь методом угловых точек, можно найти напряжение σ_z в любой точке полупространства, к поверхности которого приложена равномерно распределенная нагрузка в пределах прямоугольной площади.

6.2.6. Действие равномерно распределенной полосовой нагрузки (плоская задача)

По мере увеличения отношения длины площади загружения l к ее ширине задача по определению напряжений все с большим основанием может рассматриваться как плоская (плоская деформация). При бесконечной длине полосы нагрузки l в каждом сечении, перпендикулярном ее продольной оси, будет одинаковая картина напряжений. Обычно рассматривают плоскую задачу, когда $l : b \geqslant 10$. В таком случае определяют три составляющих: нормальные напряжения σ_z, σ_y и касательные напряжения τ_{yz}. Указанные выше сечения остаются в процессе деформации плоскими (плоская деформация), следовательно, $\tau_{xy} = \tau_{xz} = 0$, а σ_x является функцией σ_z и σ_y.

Если в изотропном теле во всех точках сечения, перпендикулярного продольной оси нагрузки, определить σ_z, σ_y и τ_{yz} и соединить точки с одинаковыми значениями каждой из этих величин линиями равных напряжений, то получим своеобразные графики (рис. 6.6). Последние показывают, что нормальные напряжения σ_z распространяются на значительную глубину (цифры на линиях указывают долю от нагрузки p), а нормальные напряжения σ_y и касательные напряжения τ_{yz} — преимущественно в пределах полутора-двух ширин полосы загружения.



Рис, 6.6. Линии равных напряжений (изобары) σ_z ($а$), σ_y ($б$) и τ_{yz} ($в$) при действии равномерно распределенной полосовой нагрузки

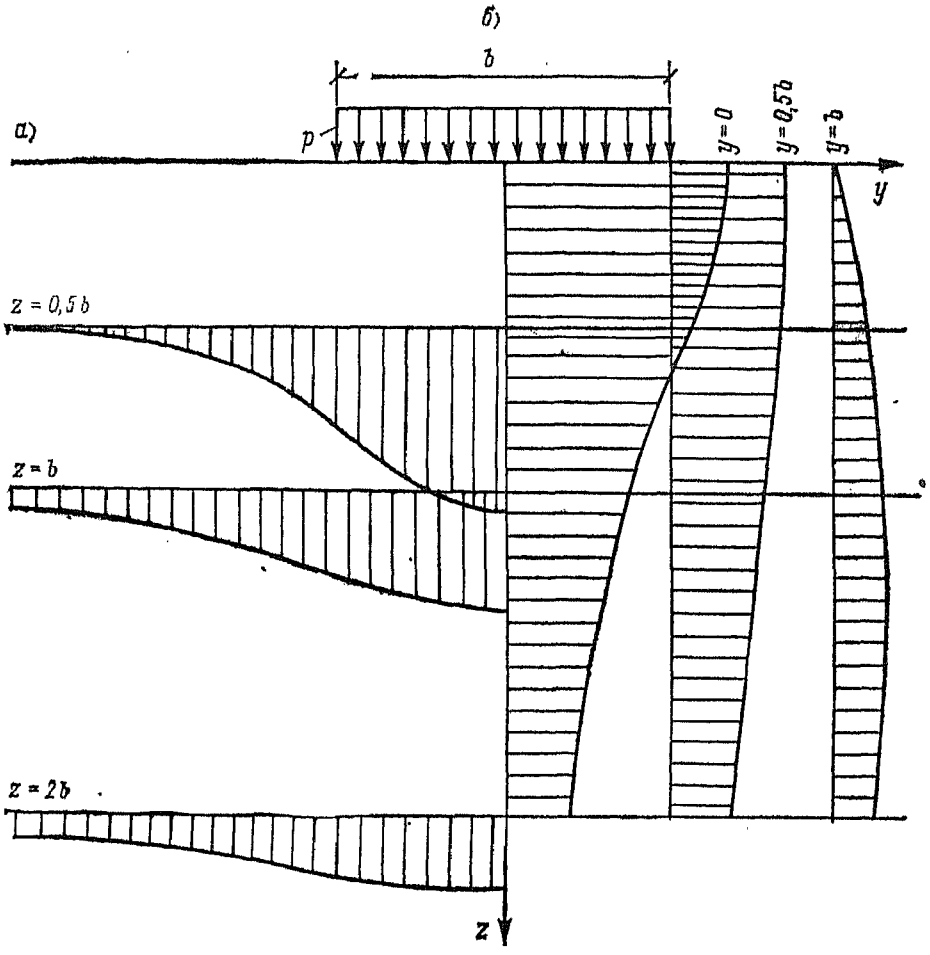


Рис. 6.7. Эпюры напряжений σ_z по горизонтальным (*а*) и вертикальным (*б*) сечениям

По этим графикам, применяя интерполяцию, можно найти значения σ_z, σ_y и τ_{yz} в любой точке.

Эпюры напряжений σ_z по вертикальным и горизонтальным сечениям при разных значениях y и z представлены на рис. 6.7. Из рисунка видно, что в вертикальных сечениях напряжения σ_z

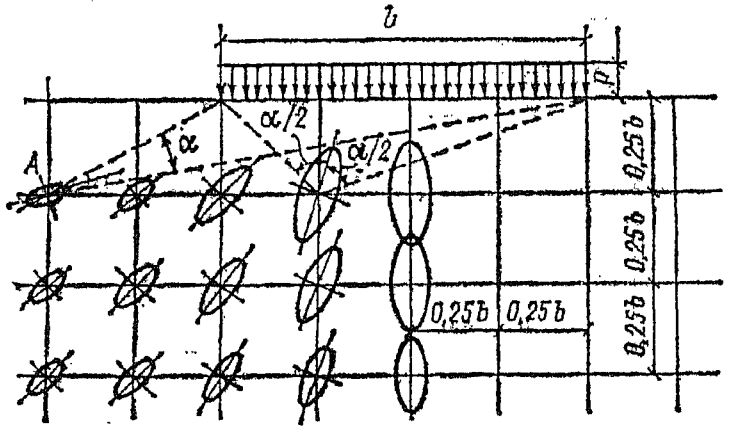


Рис. 6.8. Эллипсы напряжений при действии полосовой нагрузки

с глубиной убывают, в горизонтальных сечениях они будут максимальными по оси полосовой нагрузки. Это свидетельствует о том, что напряжения с глубиной рассеиваются на все большую площадь.

Плоское напряженное состояние изотропного тела по решению Мичелла может быть охарактеризовано главными напряжениями и их направлением. Главные напряжения действуют по главным площадкам, где нет касательных напряжений, и могут быть определены в любой точке полуплоскости по выражениям:

$$\sigma_1 = (\alpha + \sin\alpha)\, p/\pi; \quad \sigma_3 = (\alpha - \sin\alpha)\, p/\pi, \tag{6.7}$$

где α — угол видимости полосы загружения в радианах (рис. 6.8).

Наибольшее главное напряжение σ_1 направлено по биссектрисе угла видимости α.

6.3. Влияние некоторых факторов на распределение напряжений

6.3.1. Влияние неоднородности напластования грунтов

Приведенные выше решения справедливы, когда деформируемая толща грунтов относительно однородна. Если же она сложена из двух или большего числа слоев грунтов, обладающих существенно неодинаковой сжимаемостью (различающейся в несколько раз), то это обстоятельство иногда приходится учитывать при расчете. Исследования многих советских ученых (О. Я. Шехтер, К. Е. Егоров. М. И. Горбунов-Посадов и др.) показали, что при наличии подстилающего слоя, практически несжимаемого, происходит некоторая концентрация напряжения σ_z по оси нагрузки, которая больше при меньшем расстоянии

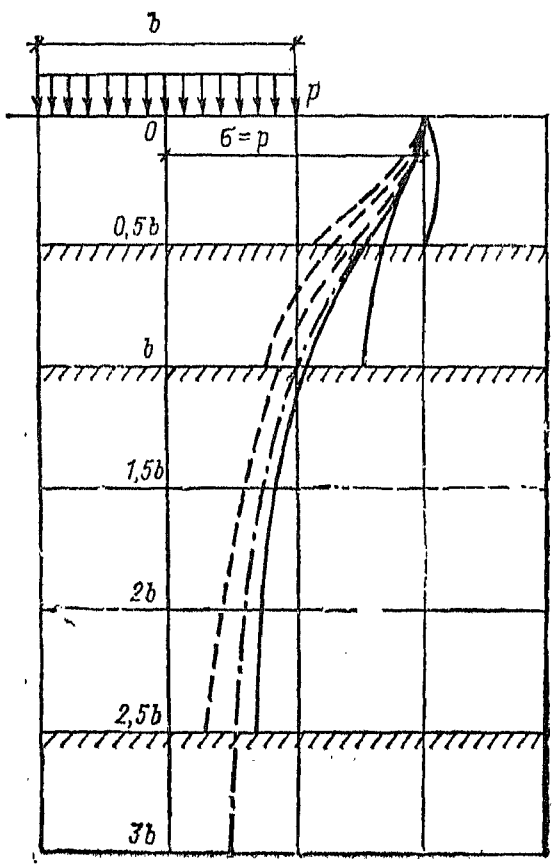


Рис. 6.9. Эпюры напряжений σ_z по оси симметрии нагрузки при расположении подстилающего слоя на различной глубине

от жесткого слоя до загружаемой поверхности (сплошные эпюры на рис. 6.9). Если подстилающий слой обладает значительно большей сжимаемостью, чем несущий, наблюдается, наоборот, рассеивание напряжений на бо́льшую площадь и уменьшение σ_z по оси нагрузки (штриховые эпюры на рис. 6.9). Штрихпунктиром показана эпюра напряжения σ_z в линейно-деформируемом полупространстве.

6.3.2. Действие сосредоточенной силы внутри полупространства

При глубоком заложении фундаментов давление от них прикладывается не к поверхности (или вблизи от нее) линейно-деформируемого полупространства, а внутри массива грунта на некоторой глубине d. Задача по определению компонентов напряжений в любой точке полупространства при таких условиях была решена Р. Миндлиным. Вертикальные нормальные напряжения σ_{zd}, согласно В. А. Кофман, можно определить из выражения

$$\sigma_{zd} = K_d N/d^2, \tag{6.8}$$

где K_d — коэффициент, определяемый по табл. 6.3 в зависимости от отношений z/d и r/d (здесь z глубина от поверхности земли рассматриваемой точки; r — расстояние от нее до оси z; d — глубина расположения точки, в которой приложена сосредоточенная сила N).

Используя решение Р. Миндлина, Н. М. Дорошкевич путем интегрирования нашла значения напряжений σ_{zd} для нагрузки, равномерно распределенной по прямоугольной площади загружения *.

Решение Р. Миндлина справедливо, когда деформационные характеристики тела, внутри которого действует сила N, при

Таблица 6.3. **Значения коэффициента K_d**

z/d	При значениях r/d					
	0	0,2	0,4	0,6	0,8	1,0
0	—0	0	0	0	0	0
0,4	—0,3709	—0,2582	—0,0880	—0,0024	+0,0206	+0,0202
0,8	—4,9217	—0,8510	—0,0152	+0,0590	+0,0568	+0,0440
1,2	+5,1378	+1,0639	+0,2012	+0,0968	+0,0666	+0,0495
1,6	+0,6234	+0,4966	+0,2901	+0,1600	+0,0959	+0,0635
2,0	+0,2480	+0,2291	+0,1874	+0,1368	+0,0982	+0,0708

Примечание. Знак минус показывает растяжение.

* Цытович Н. А. Механика грунтов. М.: Стройиздат, 1963. С. 230.

сжатии и растяжении одинаковы. Грунты же таким свойством не обладают. Поэтому решение Р. Миндлина следует использовать с осторожностью.

6.3.3. Распределение давления по подошве жестких фундаментов (контактная задача)

Ранее уже рассматривались задачи определения напряжений в массиве грунта от действия равномерно распределенной нагрузки, которая следовала за перемещениями (осадками) поверхности грунта. В этом случае в каждом горизонтальном сечении грунты испытывают наибольшее напряжение σ_z под центром нагрузки (см. рис. 6.7). При действии равномерно распределенной нагрузки наибольшая осадка поверхности грунта наблюдается в центре, а наименьшая — по краям и в угловых точках нагрузки (рис. 6.10, *а*).

Если же нагрузка передается на грунт жестким фундаментом, то при симметричном загружении осадка поверхности грунта под ним будет равномерной. Это повлечет за собой неравномерное распределение давления по подошве фундамента, обусловливаемое, в частности, резкой неравномерностью деформации поверхности грунта вокруг фундамента. Теоретическое решение этой задачи для абсолютно жесткого круглого штампа, выполненное Буссинеском, приводит к выражению

$$p_\rho = p_m/(2\sqrt{1-\rho^2/r^2}), \qquad (6.9)$$

где p_ρ — давление по подошве круглого фундамента на расстоянии ρ от его центра при $\rho < r$ (здесь r — радиус подошвы фундамента); p_m — среднее давление по подошве фундамента.

В этом случае (эпюра *1* на рис. 6.10, *б*) теоретически контактные давления по краям (при $\rho = r$) получаются бесконечно большими. Однако такое давление грунты воспринимать не могут, и вследствие развития пластических деформаций контактное давление перераспределяется, уменьшаясь под краями подошвы и увеличиваясь в остальной ее части (седлообразная эпюра *2* на рис. 6.10, *б*).

Перераспределение давления по подошве жестких фундаментов незначи-

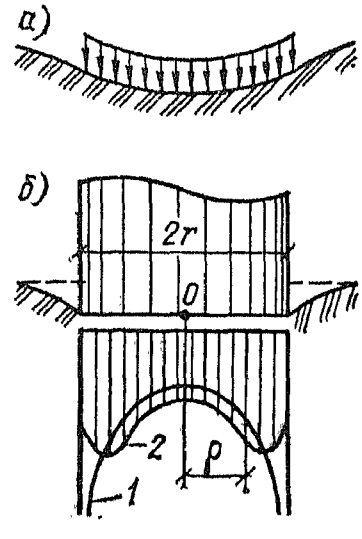


Рис. 6.10. Деформация поверхности грунта под действием равномерно распределенной гибкой нагрузки (*а*) и жесткого штампа (фундамента) с эпюрами контактных давлений (*б*)

тельно изменяет напряжения на глубине, превышающей половину ширины фундамента, но несмотря на это его необходимо учитывать при расчете конструкций фундаментов, обладающих жесткостью.

6.3.4. Экспериментальные данные о распределении напряжений в массиве грунта

С целью проверки допустимости применения к грунтам решений теории упругости многими исследователями были проведены эксперименты с установкой мессдоз на разных глубинах в сложенных природными грунтами основаниях опытных фундаментов. А. В. Голли и В. М. Чикишев осуществили эксперименты с круглыми жесткими штампами площадью до 4 м^2, устанавливаемыми на суглинки, находящиеся в текучем и мягкопластичном состоянии. Результаты экспериментов приведены на рис. 6.11, *а*, *б*.

Большее фактическое давление по сравнению с теоретическим, начиная с некоторой глубины, свидетельствует о меньшей распределительной способности суглинков по сравнению с упругим полупространством. Однако расхождение между фактическим и полученным по расчету давлением в большинстве случаев не превышает 20 %.

6.3.5. Напряжение от действия собственного веса грунта

Фактическое напряженное состояние грунтов основания при современных методах изысканий точно определить не пред-

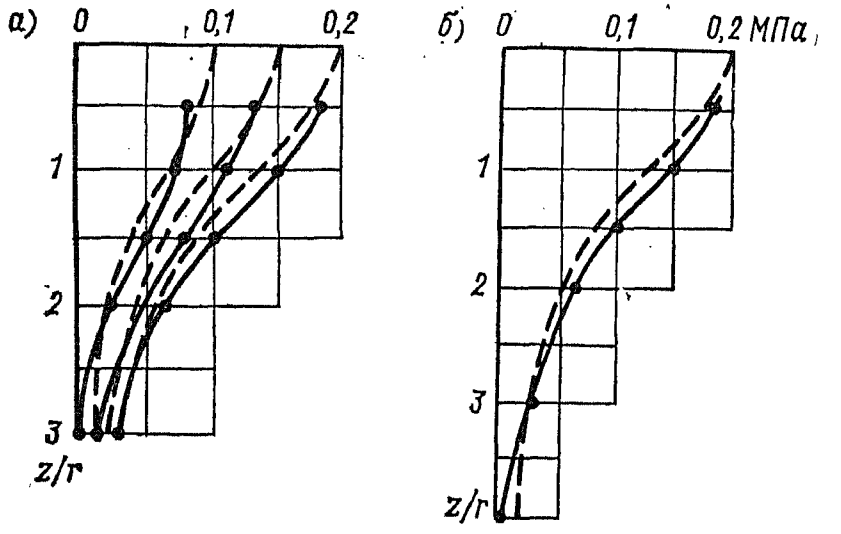


Рис. 6.11. Эпюры напряжений по опытам А. В. Голли (*а*) и В. М. Чикишева (*б*)

—— —теоретические; ——— —экспериментальные

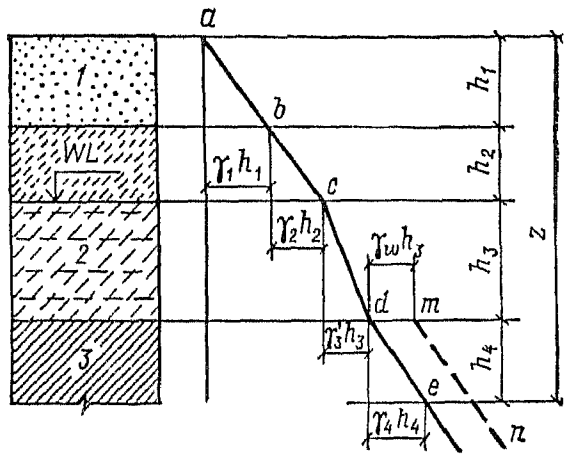


Рис. 6.12. Эпюра напряжений $\sigma_{z.g}$ от собственного веса грунта
1—песок; *2*—супесь; *3*—глина

ставляется возможным. В большинстве случаев ограничиваются нахождением вертикального напряжения от действия веса вышележащих грунтов. Эпюра напряжений по глубине однородного грунта имеет вид треугольника; при слоистом залегании эпюра изображается ломаной линией (линия *abcde* на рис. 6.12).

Для нахождения вертикального напряжения от действия веса грунта на глубине z мысленно вырежем столб грунта до этой глубины с единичной площадью основания и найдем суммарное напряжение σ_{zg} от веса столба:

$$\sigma_{zg} = \sum_{i=1}^{n} \gamma_i h_i, \tag{6.10}$$

где n — число разнородных слоев в пределах глубины z; γ_i — удельный вес грунта i-го слоя; h_i — толщина i-го слоя.

Удельный вес водопроницаемых грунтов, залегающих ниже уровня грунтовых вод, принимается с учетом взвешивающего действия воды согласно выражению (1.10).

Когда монолитные практически водонепроницаемые глины и суглинки подстилаются слоем водопроницаемого грунта, содержащего подземные воды с пьезометрическим уровнем ниже уровня грунтовых вод верхних слоев, взвешивающее действие воды не учитывается. Так, если бы в напластовании грунтов, изображенном на рис. 6.12, слой толщиной h_4 представлял собой монолитную плотную глину, а пьезометрический уровень подземной воды в подстилающем глину водоносном слое был ниже уровня грунтовой воды верхнего слоя, слой глины являлся бы водоупором, воспринимающим давление воды сверху. В таком случае эпюра вертикальных давлений в скелете грунта изображалась бы ломаной линией *abcdmn*.

Деформации от действия веса природного грунта считаются давно стабилизировавшимися. Исключение составляют случаи действия свежеотсыпанной насыпи или понижения уровня подземных вод. При большой мощности толщи насыщенных водой сильносжимаемых грунтов, обладающих ползучестью, иногда приходится считаться с незавершенной фильтрационной консолидацией и консолидацией ползучести.

Горизонтальное напряжение от собственного веса грунта точно установить расчетом практически невозможно. Ранее рассматривалось горизонтальное давление на стенки одометра при увеличении вертикальной нагрузки p во время компрессионных испытаний. Согласно равенству (2.7) это давление может быть выражено формулой

$$p_x = p_y = \xi p, \tag{2.7'}$$

где ξ — коэффициент бокового давления грунта в состоянии покоя.

Приведенное равенство справедливо, когда давление $p > p_{str}$ (больше структурной прочности грунта), т. е. вызывает процесс первичного сжатия. При постепенном послойном отложении осадка (например, в условиях водных бассейнов) напряжение от действия собственного веса образующихся грунтов увеличивается. При этом процесс сжатия будет первичным. В таком случае есть основание считать, что горизонтальное напряжение от действия собственного веса грунта соответствует равенству (2.7'). Если же в результате горообразовательных процессов происходит сжатие слоя грунта в горизонтальном направлении, например по направлению оси x, то напряжение

$$\sigma_z = \xi \sigma_x.$$

Поскольку σ_z не может быть больше природного напряжения, определяемого по формуле (6.10), величина σ_x находится по формуле

$$\sigma_x = \sigma_z / \xi.$$

Итак, горизонтальное напряжение в грунте может варьировать в пределах

$$\xi \sigma_z \leqslant \sigma_x \leqslant \sigma_z / \xi. \tag{6.11}$$

Поскольку установить фактическое значение горизонтального напряжения трудно, для нахождения напряжения, при котором в основании возникают пластические деформации, часто тензор напряжений от действия собственного веса грунта принимают шаровым, т. е.

$$\sigma_x = \sigma_y = \sigma_z. \tag{6.12}$$

Это положение справедливо, в частности, при определенном динамическом воздействии, когда трение между частицами грунта практически равно нулю. Кроме того, по второму закону термодинамики напряженное состояние стремится к такому, при котором потенциальная энергия минимальна. Поскольку эллиптическое напряженное состояние обладает большей энергией по сравнению с шаровым, за многотысячный период существования грунтов напряжения в естественных отложениях стремятся к шаровому тензору.

7. РАСЧЕТ ОСАДОК ФУНДАМЕНТОВ

7.1. Основные исходные положения

7.1.1. Виды и природа деформаций грунта

Под действием нагрузки, приложенной к основанию через фундамент, в грунте основания возникает напряженное состояние, которое вызывает развитие деформаций, приводящих к перемещению (осадке) фундамента и поверхности грунта вокруг него.

Поскольку грунт состоит из твердых частиц (твердых тел) и пор, заполненных водой и воздухом (жидкостью и газом), его деформации будут развиваться в зависимости от деформативности указанных составляющих. Виды деформаций грунта и физические причины, их вызывающие, можно систематизировать (табл. 7.1; эта таблица является развитием предложений Н. А. Цытовича).

Как правило, при расчете осадок фундаментов рассматривают интегрально остаточные деформации уплотнения и деформации искажения формы. Из упругих деформаций изменения

Таблица 7.1. **Основные физические причины различных видов деформаций грунта**

Виды деформаций	Физические причины деформаций
Упругие деформации:	
искажения формы	Действие молекулярных сил упругости, развивающихся при искажении структурной решетки твердых частиц и цементирующего коллоидного вещества
изменения объема	Действие молекулярных сил упругости замкнутых пузырьков воздуха, тонких пленок воды и твердых частиц
Остаточные деформации:	
уплотнения	Разрушение скелета грунта и отдельных его частиц в точках контактов, взаимный сдвиг частиц, выдавливание поровой воды, обусловливающие уменьшения пористости (компрессию грунта)
пластические	Развитие местных сдвигов в областях предельного напряженного состояния
просадки	Резкое нарушение природной структуры грунта при изменении условий его существования (замачивание лессов, оттаивание мерзлых грунтов и др.)
набухания	Проявление расклинивающего эффекта в результате действия электромолекулярных сил и выделение из поровой воды растворенного в ней газа при понижении давления

объема учитывают только деформации замкнутых пузырьков воздуха (газа), так как деформации объема твердых частиц и воды в тысячи раз меньше остаточных деформаций уплотнения.

7.1.2. Определение конечной осадки поверхности слоя грунта при сплошной нагрузке (одномерная задача уплотнения)

Пусть к поверхности слоя грунта толщиной h (рис. 7.1, *а*), лежащего на несжимаемой скальной породе, приложена сплошная нагрузка (распространенная в стороны на очень большие расстояния) интенсивностью p. В этом случае грунт будет испытывать сжатие без возможности бокового расширения. Это соответствует одномерной задаче уплотнения грунта под действием вертикальной нагрузки при компрессионных испытаниях. Поэтому для определения деформации рассматриваемого слоя можно воспользоваться компрессионной кривой этого грунта (рис. 7.1, *б*).

Выделим из слоя грунта прямоугольный параллелепипед $ABCD$ с площадью основания A и примем, что при деформации грунта объем содержащихся в нем твердых частиц не изменяется. Составим уравнение деформации, исходя из равенства объема твердых частиц грунта до и после нагружения с учетом выражения (1.5):

$$\frac{1}{1+e_1}Ah = \frac{1}{1+e_2}Ah', \qquad \text{(а)}$$

где e_1 — начальный коэффициент пористости грунта природного сложения, уплотненного под действием давления p_1, равного среднему напряжению от его собственного веса (под действием природных напряжений); e_2 — коэффициент пористости грунта после приложения дополнительного (сверх природного) давления p, определяемый по компрессионной кривой (см. рис. 7.1, *б*); h' — конечная (стабилизированная после уплотнения) толщина слоя грунта.

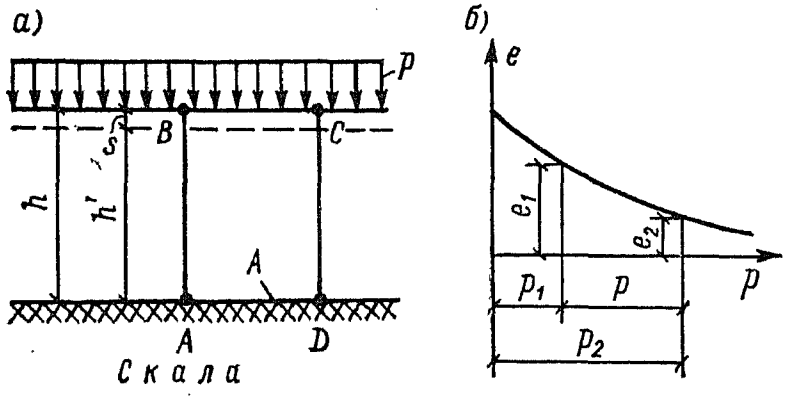


Рис. 7.1. Схема к расчету осадки поверхности слоя грунта при сплошной нагрузке

а — слой грунта, загруженный сплошной нагрузкой; *б* — компрессионная кривая

Решая уравнение (а), найдем

$$h' = h\,(1 + e_2)/(1 + e_1). \qquad (б)$$

По рис. 7.1, *а* с учетом выражения (б)

$$s = h - h' = h\,[1 - (1 + e_2)/(1 + e_1)] = h\,(e_1 - e_2)/(1 + e_1). \qquad (в)$$

Согласно формуле (2.2′), коэффициент сжимаемости

$$m_0 = (e_1 - e_2)/(p_2 - p_1) = (e_1 - e_2)/p,$$

откуда

$$e_1 - e_2 = m_0 p.$$

Подставляя значение $e_1 - e_2$ в выражение (в), найдем

$$s = h\frac{m_0}{1 + e_1}p.$$

Дробь в этом выражении, согласно формуле (2.4′), является коэффициентом относительной сжимаемости m_v. Тогда формула для определения конечной (стабилизированной) осадки поверхности слоя грунта при сплошной нагрузке будет иметь вид:

$$s = h m_v p. \qquad (7.1)$$

Если коэффициент относительной сжимаемости грунта выразить согласно формуле (2.13) через модуль деформации E_0, то получим

$$s = h\,(\beta/E_0)\,p, \qquad (7.1, а)$$

где β — коэффициент, зависящий от коэффициента бокового расширения грунта (см. формулу (2.12)).

7.2. Методы послойного расчета осадки фундамента

7.2.1. Метод послойного суммирования

Из рис. 6.7 видно, что напряжение в грунте от местной нагрузки рассеивается в пределах основания и с глубиной интенсивность его уменьшается. При известном вертикальном давлении, приложенном к поверхности какого-либо слоя грунта, осадку можно определить по формуле (7.1). Вследствие постепенного изменения напряжений по глубине основания его толщу можно разбить на ряд слоев и в каждом из них определить напряжение. Это и принято в методе послойного суммирования.

При расчете осадки фундамента методом послойного суммирования сначала находят дополнительное среднее давление p_0, распределенное по подошве фундамента:

$$p_0 = p_{II} - \sigma_{zg,\,0} = p_{II} - \gamma d_n, \qquad (7.2)$$

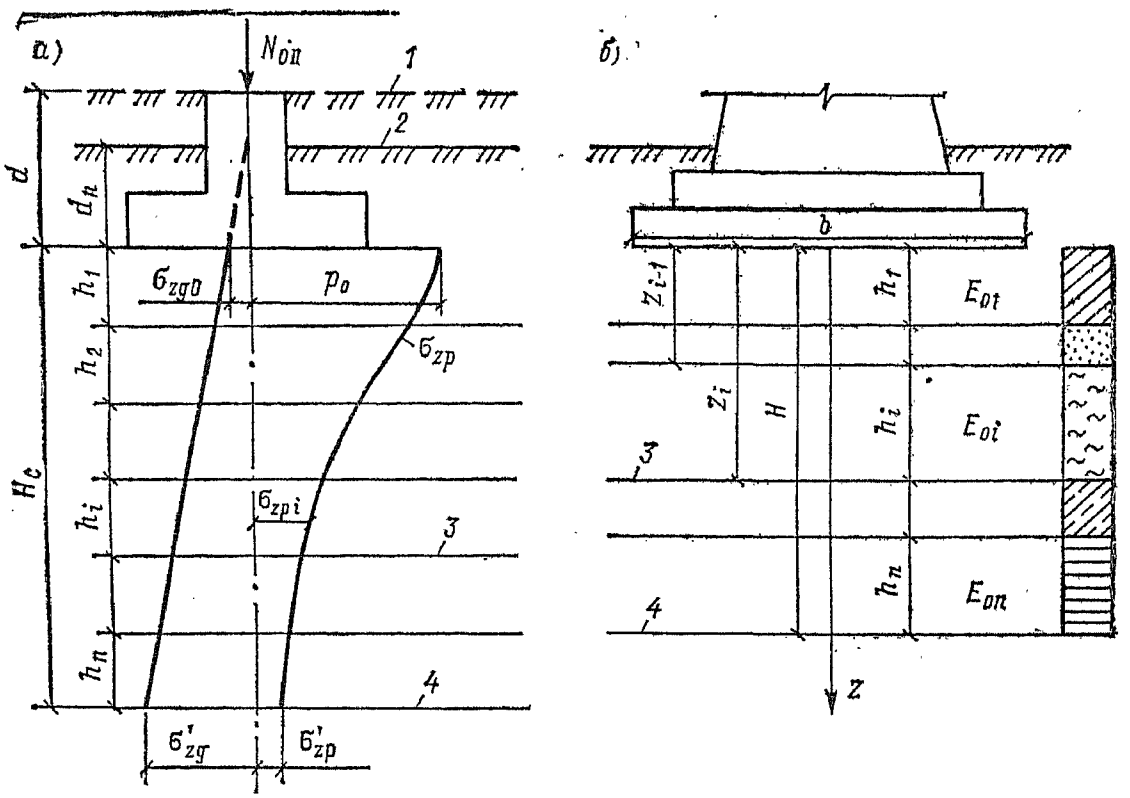


Рис. 7.2. Схемы к расчету осадки фундамента

а — методом послойного суммирования; *б* — методом линейно деформируемого слоя; *1* — поверхность планировки подсыпкой; *2* — поверхность природного рельефа; *3* — подошва *i*-го слоя грунта; *4* — нижняя граница сжимаемой толщи

где p_{II} — среднее давление по подошве фундамента от нагрузок, учитываемых при расчете по деформациям; $\sigma_{zg\ 0}$ — природное напряжение на уровне подошвы фундамента; γ — удельный вес грунта в пределах глубин заложения фундамента от природного рельефа d_n.

Зная p_0, по формуле (6.4) определяют напряжения σ_{zp} на разных глубинах под центром площади загружения и строят эпюру σ_{zp} (рис. 7.2, *а*). Величина σ_{zp} с глубиной убывает, поэтому при расчете целесообразно ограничиваться толщей, ниже которой деформации грунтов пренебрежительно малы. Нормы рекомендуют для обычных грунтов принимать сжимаемую толщу H_c до глубины, на которой напряжение σ'_{zp} не превышает 20 % природного напряжения, т. е.

$$\sigma'_{zp} \leqslant 0{,}2\sigma'_{zg}, \tag{7.3}$$

где σ'_{zg} — природное вертикальное напряжение на глубине H_c.

При залегании сильносжимаемых грунтов с модулем деформации $E_0 \leqslant 5$ МПа ниже глубины, соответствующей условию (7.3), деформации учитывают до

$$\sigma'_{zp} \leqslant 0{,}1\sigma'_{zg}. \tag{7.4}$$

С целью проверки выполнения условия (7.3) или условия (7.4) строят эпюру σ_{zg} в том же масштабе.

Найдя значения σ_{zg} в пределах сжимаемой толщи, последнюю разбивают на слои применительно к напластованию грунтов. При большой толщине отдельных пластов их делят на слои толщиной h_i не более $0{,}4b$ (где b — ширина подошвы фундамента). Зная среднее давление $\sigma_{zp.\,i}$ в каждом слое сжимаемой толщи, находят осадки фундамента s в виде суммы осадок поверхностей отдельных слоев (см. формулу (7.1)):

$$s = \sum_{i=1}^{n} h_i m_{vi} \sigma_{zp.\,i}, \tag{7.5}$$

где n — число слоев грунта в пределах сжимаемой толщи; h_i — толщина i-го слоя грунта; m_{vi} — коэффициент относительной сжимаемости i-го слоя грунта.

Заменив значение m_v, согласно выражению (2.13), и вынеся β за знак суммы, получим

$$s = \beta \sum_{i=1}^{n} \frac{h_i \sigma_{zp.\,i}}{E_{0i}}, \tag{7.6}$$

где β — коэффициент, зависящий от коэффициента бокового расширения грунта ν; E_{0i} — модуль деформации грунта i-го слоя.

Вследствие сложности зависимости ν от напряженного состояния и характера грунта нормы рекомендуют принимать $\beta = 0{,}8$ для всех грунтов.

Так как величина ν, от которой зависит β, является функцией многих факторов, для определения осадки целесообразно использовать выражение (7.5), если сжимаемость грунта определяется по компрессионным кривым, и формулу (7.6), когда дано значение модуля деформации.

В основу метода послойного суммирования положены следующие допущения:

грунт в основании представляет собой сплошное, изотропное, линейно-деформированное тело;

осадка обусловлена действием только напряжения σ_{zp}, остальные пять компонентов напряжений не учитываются;

боковое расширение грунта в основании невозможно;

напряжение σ_{zp} определяется под центром подошвы фундамента;

при определении напряжения σ_{zp} различием в сжимаемости грунтов отдельных слоев пренебрегают;

фундаменты не обладают жесткостью;

деформации рассматриваются только в пределах сжимаемой толщи мощностью H_c;

значение коэффициента β принимается равным 0,8 независимо от характера грунта.

Достоинством метода послойного суммирования является его универсальность и ясность оценки работы грунта основания. Однако при использовании этого метода следует помнить о допущениях, принятых при его построении.

7.2.2. Учет влияния загружения соседних фундаментов и площадей

Часто сооружение передает нагрузку на основание через систему фундаментов, располагаемых на сравнительно небольших расстояниях друг от друга. Загружение каждого из них приводит к развитию напряжений и, следовательно, деформаций в основании соседних фундаментов. В связи с этим при определении напряжения σ_{zp} необходимо учитывать загрузку не только фундамента, осадка которого определяется, но и всех соседних фундаментов, а в некоторых случаях также подсыпку грунта на территории и загрузку поверхности грунта около фундамента.

Давление от загрузки соседних фундаментов и площадей определяется методом угловых точек, как указано в п. 6.2.5. В таком случае давление $\sigma_{zp.\,i}$ в i-м слое по оси рассчитываемого фундамента при наличии нескольких соседних фундаментов будет:

$$\sigma_{zp.\,i} = \sigma_{zp.\,f} + \sum_{j=1}^{n} 0{,}25\,(\alpha_{\mathrm{I}} - \alpha_{\mathrm{II}} + \alpha_{\mathrm{III}} - \alpha_{\mathrm{IV}})\,p_{0n.\,j}, \qquad (7.7)$$

где $\sigma_{zp.\,f}$ — вертикальное напряжение в грунте на глубине z от загрузки рассчитываемого фундамента; n — число соседних фундаментов; α_{I}, α_{II}, α_{III}, α_{IV} — коэффициенты, принимаемые по табл. 6.2 (знаки при коэффициентах определяют в зависимости от расчетной схемы); $p_{0n.\,j}$ — дополнительное давление, передаваемое по подошве соседним j-м фундаментом.

При учете загружения соседних фундаментов мощность сжимаемой толщи H_c получается большей, так как условие (7.3) или условие (7.4) удовлетворяется на большей глубине. Вопрос о минимальных расстояниях до соседних фундаментов, при которых можно не учитывать влияния их загружения, до настоящего времени не решен. Можно это расстояние принимать равным мощности сжимаемой толщи, найденной с учетом загружения соседних фундаментов.

При планировке подсыпкой или загружении поверхности пола по грунту в каждую сторону на расстояние больше мощности сжимаемой толщи создаваемое давление прибавляют к значениям $\sigma_{zp.\,f}$ на всех глубинах сжимаемой толщи.

7.2.3. Метод линейно-деформируемого слоя

К. Е. Егоров решил задачу о деформации упругого слоя грунта, лежащего на несжимаемом основании, под действием всех местных нагрузок. При этом были приняты следующие допущения:

грунт рассматриваемого слоя представляет собой линейно деформируемое тело;

деформации в слое грунта развиваются под действием всех компонентов напряжений;

осадка фундамента равна средней осадке поверхности слоя грунта, развивающейся под действием местной равномерно распределенной нагрузки;

фундамент не обладает жесткостью;

распределение напряжений в слое грунта соответствует задаче однородного полупространства, а жесткость подстилающего слоя учитывается поправочным коэффициентом k_c.

С учетом допущений получена формула осадки фундамента

$$s = kb\,(1 - \nu^2)\,pk_c/E_0, \tag{7.8}$$

где k — коэффициент, зависящий от формы подошвы фундамента и отношения толщины слоя однородного грунта H к ширине подошвы b, определяемый по СНиП 2.02.01—83; ν — коэффициент бокового расширения грунта; p — среднее давление по подошве фундамента, принимаемое без вычета природного давления на глубине его заложения; k_c — коэффициент, учитывающий концентрацию напряжений при наличии жесткого подстилающего слоя; E_0 — модуль деформации грунта.

Значение коэффициента k_c зависит от отношения $2H/b = \zeta'$ (где H — мощность сжимаемой толщи):

ζ' ...	0 ... 0,5	0,5 ... 1	1 ... 2	2 ... 3	3 ... 5	> 5
k_c	1,5	1,4	1,3	1,2	1,1	1

Для слоистого залегания грунтов (рис. 7.2, *б*) в СНиП 2.02.01—83 формула (7.8) приведена к виду:

$$s = \frac{bpk_c}{k_m} \sum \frac{k_i - k_{i-1}}{E_{0i}}, \tag{7.9}$$

где k_m — эмпирический коэффициент, принимаемый по СНиП 2.02.01—83, табл. 3, прилож. 2; k_i и k_{i-1} — коэффициенты, принимаемые по СНиП 2.02.01—83, табл. 4, прилож. 2; E_{0i} — модуль деформации i-го слоя грунта.

Мощность сжимаемой толщи H, в пределах которой следует учитывать деформации грунта основания, устанавливается по эмпирической формуле

$$H = (H_0 + \psi b)\,k_p, \tag{7.10}$$

где b — ширина подошвы фундамента, м; k_p — коэффициент (принимается $k_p = 0{,}8$ при среднем давлении под подошвой фундамента $p = 100$ кПа; $k_p = 1{,}2$ при $p = 500$ кПа, при промежуточных значениях — по интерполяции); H_0 и ψ принимаются в зависимости от вида грунта:

	H_0	ψ
Песок	6 м	0,10
Пылевато-глинистые грунты	9 м	0,15

Метод линейно деформируемого слоя для определения осадки обычно используется при ширине подошвы фундаментов более 10 м.

7.3. Расчет осадки фундамента методом эквивалентного слоя грунта

7.3.1. Осадка фундамента при однородном грунте в основании

Во многих случаях осадки фундаментов можно рассчитывать простым методом эквивалентного слоя, разработанным Н. А. Цытовичем.

Основные допущения этого метода при мощном слое однородного грунта:

грунт однороден в пределах полупространства;

грунт представляет собой линейно деформируемое тело, т. е. деформации его пропорциональны напряжениям;

деформации грунта в пределах полупространства принимаются по теории упругости.

Из теории упругости известно, что осадка поверхности линейно деформируемого полупространства может быть найдена по формуле Шлейхера:

$$s = \omega b\,(1 - \nu^2)\,p_0/E_0, \tag{7.11}$$

где ω — коэффициент осадки, зависящий от формы площади загружения, жесткости фундамента и места расположения точки поверхности грунта, в которой определяется осадка.

Согласно выражению (2.13),

$$E_0 = \beta/m_v,$$

где $\beta = 1 - 2\nu^2/(1-\nu) = (1+\nu)(1-2\nu)/(1-\nu)$.

Подставив значения E_0 и β в формулу (7.11), получим

$$s = [(1-\nu)^2/(1-2\nu)]\,\omega b m_v p_0.$$

Обозначив

$$A_\nu = (1-\nu)^2/(1-2\nu), \tag{7.12}$$

найдем

$$s = A_\nu \omega b m_v p_0. \tag{7.13}$$

Таблица 7.2. **Значения коэффициента эквивалентного слоя $A_\nu\omega$ для жестких фундаментов (по Н. А. Цытовичу)**

$\eta = l/b$	Гравий и галька	Пески		Суглинки пластичные		Глины сильно-пластичные
	Глины и суглинки твердые		Супеси		Глины пластичные	
	При значении ν					
	0,1	0,2	0,25	0,3	0,35	0,4
1	0,89	0,94	0,99	1,08	1,24	1,58
1,5	1,09	1,15	1,21	1,32	1,52	1,94
2	1,23	1,30	1,37	1,49	1,72	2,20
3	1,46	1,54	1,62	1,76	2,01	2,59
4	1,63	1,72	1,81	1,97	2,26	2,90
5	1,74	1,84	1,94	2,11	2,42	3,10
$\geqslant 10$	2,15	2,26	2,38	2,60	2,98	3,82

Формула (7.13) позволяет определять точное значение осадки при принятых допущениях. Сравним (7.13) с (7.1):

$$s = hm_v p,$$

где h — толщина слоя грунта, к поверхности которого приложена сплошная нагрузка интенсивностью p.

Поскольку p в формуле (7.1) имеет то же значение, что и p_0 в формуле (7.13), произведение $A_\nu\omega b$ можно рассматривать как толщину эквивалентного слоя h_e, *осадка поверхности которого при сплошной нагрузке равна осадке фундамента*:

$$h_e = A_\nu\omega b. \qquad (7.14)$$

С учетом этого получим окончательное выражение для определения осадки фундамента

$$s = h_e m_v p_0 \qquad (7.15)$$

Таким образом, определив по (7.14) толщину эквивалентного слоя h_e, по формуле (7.15) легко найти осадку фундамента, точно соответствующую осадке поверхности бесконечного полупространства под действием местной нагрузки, вычисляемой по (7.11).

Произведение $A_\nu\omega$, называемое коэффициентом эквивалентного слоя для абсолютно жестких фундаментов, приведено в табл. 7.2.

7.3.2. Понятия об эквивалентной эпюре и активной зоне

Для расчета осадки фундамента при слоистом залегании грунтов в основании и для расчета осадки во времени на основе теории фильтрационной консолидации Н. А. Цытович

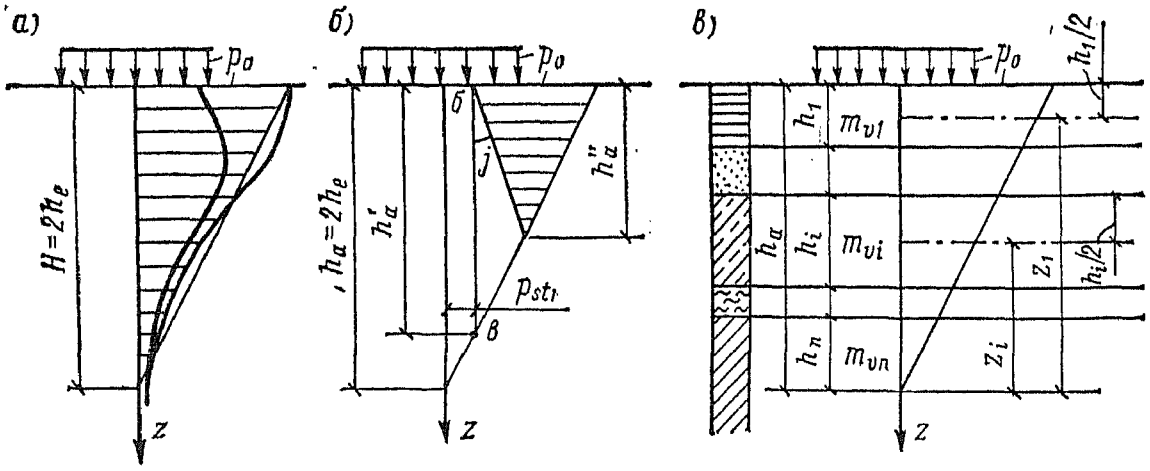


Рис. 7.3. Расчетные схемы к методу эквивалентного слоя

а — эквивалентная эпюра; *б* — различные случаи определения глубины активной зоны; *в* — схема к определению среднего коэффициента относительной сжимаемости

рекомендует * заменять эпюры напряжений σ_{zp} сложных очертаний эквивалентной треугольной эпюрой (рис. 7.3, *а*). Один из катетов треугольника принимается равным дополнительному давлению по подошве фундамента p_0, а другой определяется исходя из равенства осадки фундамента, подсчитанной по формуле (7.15), осадке поверхности слоя грунта толщиной H при треугольной эпюре напряжений:

$$s = Hm_v p_0/2.$$

Так как левые части этих выражений равны между собой,

$$H = 2h_e. \tag{7.16}$$

Руководствуясь эквивалентной треугольной эпюрой, можно находить осадку исходя из вертикальных напряжений, распределенных по этой эпюре. Следовательно, для грунтов, не обладающих структурной прочностью, мощность сжимаемой толщи H можно принять равной высоте эквивалентной эпюры, т. е.

$$h_a = H = 2h_e. \tag{7.17}$$

Для грунтов, обладающих структурной прочностью, активная зона будет простираться до глубины, на которой сжимающее напряжение равно структурной прочности грунтов p_{str}. Это дает возможность приближенно определять глубину активной зоны h'_a (рис. 7.3, *б*).

Если уплотняющийся грунт водонасыщен, а фильтрация воды в нем начинается лишь при градиенте i, большем начального градиента i_b, глубина активной зоны будет еще меньше (h''_a на рис. 7.3, *б*).

---

* Цытович Н. А. Механика грунтов (краткий курс). М.: Высш. школа, 1983. С. 218.

7.3.3. Учет слоистого залегания грунтов

Для определения осадки фундамента при слоистой толще грунтов в основании Н. А. Цытович предложил приближенное решение. Он рекомендовал использовать формулу (7.15) с подстановкой в нее значения среднего коэффициента относительной сжимаемости m_{vm}. В таком случае задача сводится к нахождению величины m_{vm}, зная которую, осадку можно вычислить по формуле

$$s = h_e m_{vm} p_0. \tag{7.18}$$

Так как s зависит в большей степени от деформации верхних слоев грунта, залегающих на небольшой глубине под подошвой фундамента, чем от деформации подстилающих слоев, Н. А. Цытович считает возможным определять значение m_{vm} только для активной зоны, а напряжения в пределах этой зоны принимать распределенными по эквивалентной треугольной эпюре.

Рассмотрим расчетную схему (рис. 7.3, *в*). Пусть с учетом всех факторов найдены глубина активной зоны h_a и давление p_0. По значениям h_a и p_0 построена эквивалентная треугольная эпюра уплотняющих давлений. Поскольку сжимаемость слоев, залегающих на большей глубине, в меньшей степени отразится на величине осадки, принимают, что средний коэффициент зависит от значений коэффициентов относительной сжимаемости отдельных слоев m_{vi} в пределах активной зоны, толщин этих слоев h_i и среднего напряжения в каждом слое σ_i. Среднее напряжение в i-м слое (см. рис. 7.3, *в*) можно определить из выражения

$$\sigma_i = p_0 z_i / h_a.$$

Полная осадка слоев грунта в пределах активной зоны может быть представлена в виде суммы осадок отдельных слоев:

$$s = \sum h_i m_{vi} \sigma_i = \sum_{i=1}^{n} h_i m_{vi} p_0 z_i / h_a. \tag{7.19}$$

Исходя из равенства осадок, определяемых по формулам (7.18) и (7.19), найдем значение m_{vm}. При этом, согласно формуле (7.17), $h_e = h_a/2$. В таком случае получим:

$$m_{vm} = \frac{1}{2h_e^2} \sum_{i=1}^{n} h_i m_{vi} z_i. \tag{7.20}$$

Методом эквивалентного слоя, как считает Н. А. Цытович, можно пользоваться при площади подошвы фундаментов менее 50 м^2. Это ограничивает возможность использования метода для определения осадки фундаментов с учетом загружения соседних площадей.

7.4. Расчет осадки фундамента методом ограниченной сжимаемой толщи

7.4.1. Общие положения

Метод послойного суммирования для расчета конечной осадки основан на большом числе допущений, приводящих к ошибкам. Метод эквивалентного слоя не позволяет правильно учитывать влияние загружения соседних фундаментов, так как найденное значение m_{vm} распространяется на все полупространство.

Многочисленные опыты показывают, что осадки штампов и фундаментов развиваются главным образом вследствие деформации слоев грунта, располагающихся на небольшой глубине под их подошвой. Это заставляет учитывать деформации не бесконечного полупространства, а ограниченного слоя грунта, от которых фактически зависят осадки фундаментов. Следовательно, необходимо рассматривать двухслойное основание. Деформации такого основания можно определять в соответствии с методом К. Е. Егорова, а мощность сжимаемой толщи находить по методике определения глубины активной зоны, разработанной Н. А. Цытовичем. На основе этих методов и построен метод ограниченной сжимаемой толщи.

Примем, что основание состоит из ограниченной толщи сжимаемых грунтов, называемой расчетной сжимаемой толщей, и подстилающего условно несжимаемого бесконечного полупространства. Как показали опыты, проведенные в ЛИСИ А. В. Голли, в пределах этого условно несжимаемого полупространства развиваются только упругие деформации. Таким образом, грунт ниже сжимаемого слоя обладает во много раз меньшей деформативностью и его можно считать условно несжимаемым.

Осадку поверхности ограниченного по толщине слоя грунта на несжимаемом основании под действием местной нагрузки можно найти по формуле (7.8), однако для этого необходимо знать расчетную мощность сжимаемой толщи.

Сформулируем задачу определения осадки фундамента методом ограниченной сжимаемой толщи так: *найти осадку фундамента, которая соответствует осадке поверхности условного эквивалентного слоя грунта от действия сплошной равномерно распределенной нагрузки.* При этом толщина условного эквивалентного слоя грунта определяется исходя из развития деформации в пределах ограниченного слоя грунта, загруженного фундаментом. Ниже этого слоя вследствие рассеивания напряжений грунты практически не деформируются.

Толщину ограниченного слоя грунта (расчетную мощность сжимаемой толщи H_c) следует находить в зависимости от загрузки и свойств грунтов основания.

7.4.2. Осадка фундамента при однородном грунте в основании

Примем следующие допущения:

однородный грунт, распространенный на большую глубину, деформируется в пределах верхнего слоя, толщина которого равна расчетной мощности сжимаемой толщи H_c; ниже грунт практически не сжимается;

величина H_c является функцией формы подошвы фундамента, нагрузки и расчетного давления на грунт основания;

грунт сжимаемого слоя представляет собой линейно деформируемое тело;

касательные напряжения по подошве сжимаемой толщи равны нулю (трение о недеформирующийся грунт отсутствует).

Тогда выражение (7.8) перепишем в виде:

$$s = \omega b (1 - \nu^2) p_0 / E_0. \qquad (7.8')$$

Выражение (7.8′) аналогично формуле (7.11), однако здесь коэффициент осадки ω зависит дополнительно от отношения H_c/b.

Используя методику Н. А. Цытовича, представим формулу (7.8′) в виде:

$$s = H_e m_v p_0, \qquad (7.21)$$

где H_e — толщина условного эквивалентного слоя, определяемая по формуле

$$H_e = A_\nu \omega_r b; \qquad (7.22)$$

A_ν — коэффициент, вычисляемый по формуле (7.12); ω_r — коэффициент осадки жесткого фундамента, зависящий от отношения сторон подошвы фундамента $\eta = l/b$ и отношения расчетной мощности сжимаемой толщи к ширине подошвы H_c/b.

Значения коэффициента A_ν приведены в табл. 7.3, в которой даны также значения коэффициентов β, найденные по формуле (2.12) и k_ν, являющихся функциями значения ν. Величины коэффициента осадки ω_r подсчитаны для некоторых отношений H_c/b с использованием метода К. Е. Егорова и приближенным учетом жесткости фундамента (табл. 7.4).

При мощном слое однородного грунта осадку фундамента можно найти по формулам (7.21) и (7.22), если известна расчетная мощность сжимаемой толщи H_c.

Рассмотрим прием приближенного определения значения H_c. В простейшем случае, когда среднее давление по подошве фундамента равно расчетному давлению на грунт R (см.

Таблица 7.3. **Значения коэффициентов A_ν для формулы (7.22), а также β и k_ν для формулы (7.39), (7.41) и (7.43)**

Коэффициент	Грунт, не имеющий бокового расширения	Галька и гравий	Пески		Суглинки пластичные			Глины сильнопластичные
		Глины и суглинки твердые	Супеси				Глины пластичные	
	При значении ν							
	0	0,1	0,2	0,25	0,27	0,3	0,35	0,4
A_ν	1,000	1,012	1,067	1,125	1,158	1,225	1,408	1,800
β	1,000	0,980	0,900	0,830	0,800	0,740	0,620	0,470
k_ν	0,863	0,874	0,921	0,971	1,000	1,057	1,216	1,554

формулу 9.11), дополнительное предельно допустимое давление будет

$$p_{u.\,ad} = R - \gamma'_{II} d_n, \tag{7.23}$$

где γ'_{II} — удельный вес грунта в пределах глубины заложения фундамента d_n (от природного рельефа).

В соответствии с выражением (7.16) примем, что расчетная мощность сжимаемой толщи равна удвоенной толще условного эквивалентного слоя:

$$H_c = 2H_e, \tag{7.24}$$

где H_e — толщина условного эквивалентного слоя, осадка поверхности которого под действием сплошной равномерно распределенной нагрузки равна осадке рассматриваемого фундамента при местной нагрузке той же интенсивности, приложеиной к поверхности сжимаемого слоя толщиной H_e.

Таблица 7.4. **Значения коэффициента осадки ω_r для жестких фундаментов**

H_c/b	Фундаменты круглые	Фундаменты прямоугольные с соотношением сторон $\eta = l/b$						
		1	1,5	2	3	5	7	$\geqslant 10$
0,0	0	0	0	0	0	0	0	0
0,1	0,089	0,089	0,091	0,091	0,091	0,093	0,093	0,093
0,25	0,209	0,209	0,214	0,216	0,217	0,221	0,223	0,223
0,5	0,368	0,372	0,395	0,398	0,405	0,414	0,417	0,419
1,0	0,537	0,562	0,630	0,650	0,677	0,702	0,711	0,717
1,5	0,614	0,656	0,756	0,797	0,847	0,893	0,905	0,922
2,0	0,650	0,711	—	0,894	0,978	—	—	1,080
2,5	0,687	0,738	0,878	0,940	1,042	1,127	1,162	1,179
3,5	0,721	0,777	0,935	1,019	1,139	1,263	1,316	1,354
5,0	0,760	0,806	0,979	1,075	1,219	1,384	1,461	1,520
10,0	—	0,840	—	1,145	1,322	—	—	1,784
25,0	0,771	0,858	—	1,182	1,378	—	—	1,972
∞	0,789	0,873	1,082	1,210	1,422	1,713	1,904	2,109

Тогда, согласно формуле (7.22),

$$H_c = 2A_\nu \omega_r b_c, \tag{7.25}$$

где b_c — условная ширина подошвы фундамента, соответствующая случаю полной загрузки основания, т. е. при удовлетворении равенства (7.23).

Найдем величину b_c исходя из полной загрузки основания по подошве фундамента. Для этого примем, что по обрезу фундамента (см. рис. 7.2, *а*) действует расчетная нагрузка N_{0II}, соответствующая второй группе предельных состояний — по деформациям. При действии нагрузки N_{0II} и полном загружении основания в пределах подошвы фундамента площадь этой подошвы A_c может быть найдена по формуле (10.3). Условную площадь прямоугольной подошвы можно представить в виде:

$$A_c = \eta b_c^2,$$

где η — отношение сторон подошвы фундамента: $\eta = l_c/b_c$ (здесь l_c и b_c — соответственно длина и ширина условной прямоугольной подошвы фундамента, при которых полностью загружено основание и дополнительное давление определяется выражением (7.23)).

После подстановки значения условной площади подошвы фундамента, соответствующего полной ее загрузке, в выражение (10.3) и учета выражения (7.23) получим с некоторым приближением значение условной ширины подошвы фундамента:

$$b_c = \sqrt{N_{0II}/\left[\eta\left(R - \gamma'_{II} d_n\right)\right]}. \tag{7.26}$$

Учитывая, что мощность сжимаемой толщи H_c в формуле (7.25) не должна зависеть от бокового расширения грунта, принимаем коэффициент A_ν равным единице, что соответствует $\nu = 0$, т. е. случаю отсутствия бокового расширения. Определив b_c, можно последовательным приближением найти H_c, поскольку H_c является функцией отношения H_c/b_c, и вычислить значения H_e и s по формулам (7.22) и (7.21).

7.4.3. Учет слоистого залегания грунтов

При слоистой толще грунтов в основании вследствие небольшой точности определения характеристик деформируемости грунтов допустимо приближенное их осреднение в пределах H_c (рис. 7.4).

Средний коэффициент относительной сжимаемости m_{vm} определим по методике Н. А. Цытовича (см. формулу (7.20)). Рассмотрим два случая.

Случай 1. Расчетная мощность сжимаемой толщи H_c меньше фактической толщины слоев сжимающихся грунтов H_f,

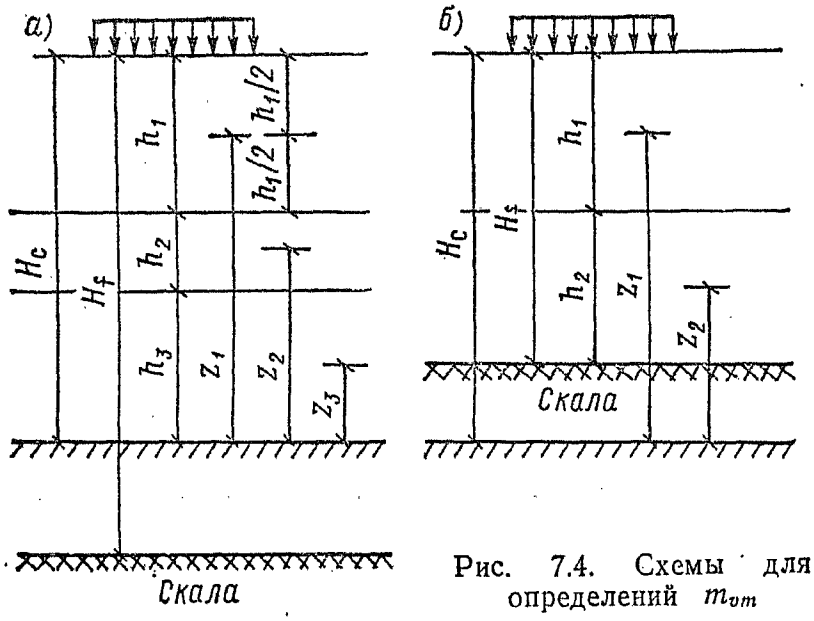


Рис. 7.4. Схемы для определений m_{vm}

т. е. $H_c < H_f$ (рис. 7.4, *а*). Тогда m_{vm} находят по формуле, аналогичной формуле (7.20), с учетом (7.24):

$$m_{vm} = \frac{2}{H_c^2} \sum_{i=1}^{n} h_i m_{vi} z_i, \tag{7.27}$$

где h_i — толщина i-го слоя грунта в пределах расчетной сжимаемой толщи; m_{vi} — коэффициент относительной сжимаемости i-го слоя; z_i — расстояние от нижней границы расчетной сжимаемой толщи до середины i-го слоя.

Случай 2. Расчетная мощность сжимаемой толщи больше фактической толщины слоев сжимающихся грунтов H_f, т. е. $H_c > H_f$ (рис. 7.4, *б*). Тогда

$$m_{vm} = \frac{2}{(2H_c - H_f) H_f} \sum_{i=1}^{n} h_i m_{vi} z_i. \tag{7.28}$$

Зная m_{vm} и руководствуясь выражением (7.21), найдем

$$s = H_e m_{vm} p_0 \tag{7.29}$$

При определении величины H_e по формуле (7.22) также рассматривают два случая.

Случай 1. При $H_c \leqslant H_f$ толщину условного эквивалентного слоя определяют исходя из H_c.

Случай 2. При $H_c > H_f$, определяя H_e, за мощность сжимаемой толщи принимают фактическую толщину сжимаемых слоев H_f.

Условную ширину подошвы фундамента b_c при неполной загрузке основания и слоистой толще грунта можно представить в виде:

$$b_c = k_1 k_2 b, \tag{7.30}$$

где k_1 — коэффициент, учитывающий степень загрузки основания; k_2 — коэффициент, учитывающий слоистое залегание грунтов в основании.

Приняв для прямоугольных фундаментов

$$N_{0II} \approx \eta b^2 p_0 \tag{7.31}$$

и подставив значение N_{0II} в формулу (7.26), найдем

$$k_1 = \sqrt{p_0/(R - \gamma'_{II} d_n)}. \tag{7.32}$$

Значение k_2 зависит от напластования грунтов. Расчетное давление на грунт R обычно определяют для несущего слоя. Если под ним в пределах сжимаемой толщи залегают грунты с более высокими или более низкими строительными качествами, целесообразно в порядке первого приближения принять

$$k_2 = \sqrt{m_{vm}/m_{v1}}, \tag{7.33}$$

где m_{v1} — коэффициент относительной сжимаемости грунта несущего слоя, для которого определялось R.

Формулы (7:32) и (7.33) получены для прямоугольных фундаментов с отношением сторон $\eta = l/b$. Для ленточных фундаментов

$$k_1 = p_0/(R - \gamma'_{II} d_n); \quad k_2 = m_{vm}/m_{v1}.$$

Поскольку m_{vm} является функцией мощности H_c, зависящей от b_c, а следовательно, и от m_{vm}, задача может быть решена последовательным приближением. Однако для нахождения m_{vm}, b_c и H_c проще пользоваться линейной интерполяцией. Зададимся значениями мощностей сжимаемых толщ $H = H_1$ и $H = H_2$, удовлетворяющими условию

$$H_1 \leqslant H_c \leqslant H_2. \tag{7.34}$$

Для данных значений H_1 и H_2 составим выражения средних коэффициентов относительной сжимаемости, аналогичные (7.27):

$$m_{vm1} = \frac{2}{H_1^2} \sum_{i=1}^{n} h_{i1} m_{vi} z_{i1}; \tag{7.35}$$

$$m_{vm2} = \frac{2}{H_2^2} \sum_{i=1}^{n} h_{i2} m_{vi} z_{i2},$$

где h_{i1} и h_{i2} — толщины i-го слоя в пределах мощностей H_1 и H_2; z_{i1} и z_{i2} — расстояния от нижних границ сжимаемых толщ, расположенных на глубинах H_1 и H_2, до середины i-го слоя (рис. 7.5).

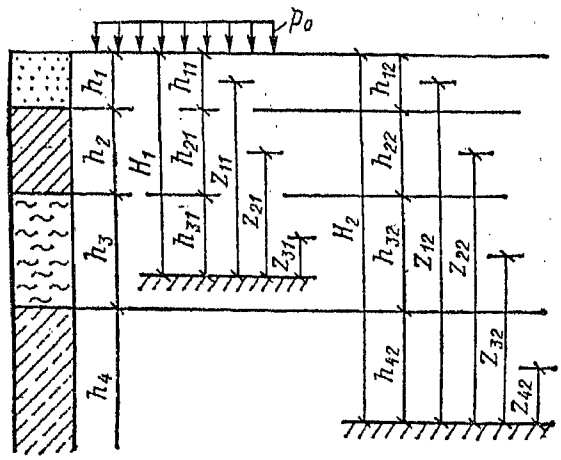


Рис. 7.5. Расчетная схема для определения h_i и z_i при мощностях сжимаемой толщи H_1 и H_2

Подставив полученные значения m_{vm1} и m_{vm2} в формулу (7.33), найдем значения k_{21} и k_{22}. Затем, использовав выражения (7.30), (7.32) и (7.33), вычислим значения условной ширины подошвы фундамента, соответствующие мощностям H_1 и H_2:

$$b_{c1} = k_1 k_{21} b = b\sqrt{p_0/(R - \gamma'_{II} d_n)}\,\sqrt{m_{vm1}/m_{v1}};$$
$$b_{c2} = k_1 k_{22} b = b\sqrt{p_0/(R - \gamma'_{II} d_n)}\,\sqrt{m_{vm2}/m_{v1}}. \qquad (7.36)$$

Расчетные мощности сжимаемых толщ для этих двух случаев H_1 и H_2 найдем при $A_v = 1$, использовав формулу (7.25):

$$H_{c1} = 2\omega_{r1} b_{c1};$$
$$H_{c2} = 2\omega_{r2} b_{c2}, \qquad (7.37)$$

где ω_{r1} и ω_{r2} — коэффициенты осадки, принимаемые по табл. 7.4 в зависимости от отношений H_1/b_{c1} и H_2/b_{c2}.

Зная H_{c1} и H_{c2}, путем линейной интерполяции найдем значение H_c:

$$H_c = \frac{H_{c1}(H_2 - H_1) - H_1(H_{c2} - H_{c1})}{(H_2 - H_1) - (H_{c2} - H_{c1})}. \qquad (7.38)$$

Величину H_c необходимо сравнить с толщей сжимаемых грунтов H_f. Если $H_c < H_f$, то по формуле (7.27) вычисляют коэффициент относительной сжимаемости m_{vm}, по формуле (7.22) — толщину эквивалентного слоя и по формуле (7.29) — осадку. Аналогично решается задача и для случая *2*, когда $H_c > H_f$.

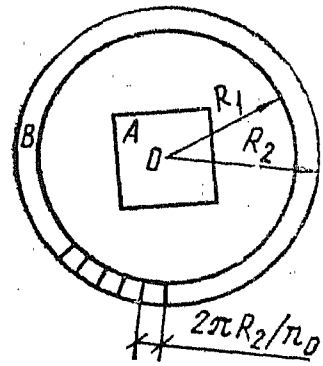
7.4.4. Учет влияния загружения соседних площадей

Рассмотрим осадку фундамента A с учетом влияния загружения кольцевой площади B, центр которой O совпадает с центром тяжести площади рассчитываемого фундамента (рис 7.6). Осадка фундамента будет:

$$s = s_f + s_r, \qquad (а)$$

где s_f — осадка фундамента A от его загрузки; s_r — осадка точки O от загрузки площади кольца B.

Рис. 7.6. План площадей загружения



Загрузку кольца B можно рассматривать как разность давления, приложенного в пределах площади круга радиусом R_2, и давления, равного первому по интенсивности, но обратно направленного, действующего в пределах площади круга радиусом R_1. Тогда, согласно формуле (7.29),

$$s_f = H_{e,f} m_{vm} p_0;$$
$$s_r = H_{e2} m_{vm} p_r - H_{e1} m_{vm} p_r,$$

где $H_{e,f}$ — толщина условного эквивалентного слоя, соответствующая загружению только фундамента A; H_{e2} и H_{e1} — то же, при загружении круглой площади соответственно радиусам R_2 и R_1; p_0 и p_r — давления соответственно по подошве фундамента A и по площади кольца B, под действием которых уплотняется грунт основания.

Обозначив $p_r/p_0 = k_l$ и подставив значения s_f и s_r в формулу (а), получим

$$s = [H_{e,f} + (H_{e2} - H_{e1}) k_l] m_{vm} p_0.$$

Выражение в квадратных скобках представляет собой толщину условного эквивалентного слоя, т. е.

$$H_e = H_{e,f} + (H_{e2} - H_{e1}) k_l.$$

Разобъем кольцо B на n_0 равных частей, тогда увеличение толщины условного эквивалентного слоя от загружения каждой такой части составит:

$$\Delta H_e = (H_{e2} - H_{e1})/n_0.$$

Когда загружено n частей кольца B,

$$H_e = H_{e,f} + n \Delta H_e k_l. \qquad (б)$$

Разобъем все поле вокруг рассчитываемого фундамента на кольца, а кольца — на доли и найдем центры тяжести этих долей колец. По ним строим кольцевые графики на кальке (рис. 7.7). При наложении одного из таких графиков на план подошвы фундаментов, вычерченный в масштабе графика, подсчитываем количество точек пересечения окружностей и радиальных лучей. Умножая это количество точек на ΔH_e, можно получить увеличение эквивалентного слоя от загружения соседнего фундамента. Для упрощения расчетов в табл. 7.5 приведены значения радиусов r указанных центров тяжести при $\Delta H_e = 2$ см и делении окружностей на 40 частей для различных мощностей сжимаемых толщ.

По этим данным могут быть построены графики (в масштабе 1 : 200) для коэффициента бокового расширения грунта

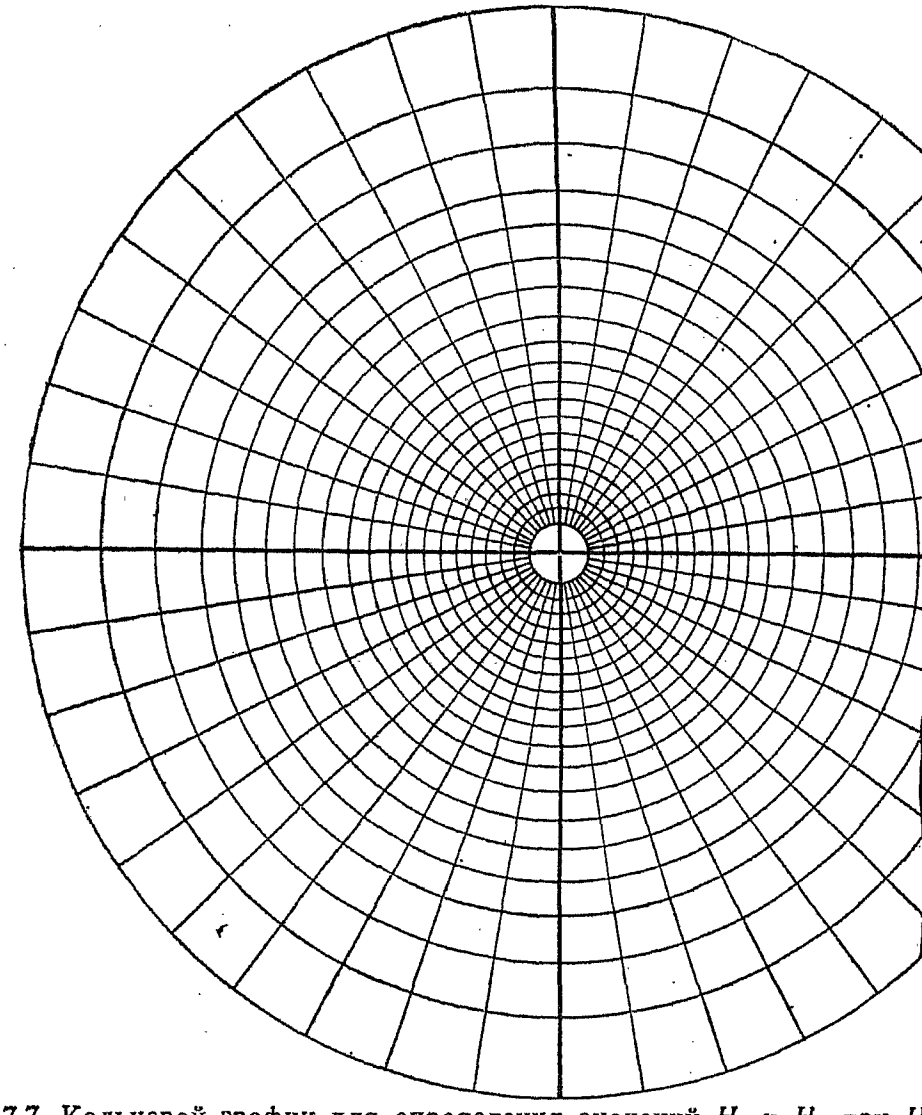


Рис. 7.7. Кольцевой график для определения значений H_c и H_e при $H = 15$ м и $\nu = 0{,}27$ (масштаб графика искажен)

$\nu = 0{,}27$. Пример такого графика при $H = 15$ м показан на рис. 7.7. Для расчета толщи грунтов, обладающих другим значением ν, вводят коэффициент k_ν, принимаемый по табл. 7.3.

Наложив построенный на кальке график на план подошв фундаментов, вычерченный в масштабе этого графика (1 : 200), подсчитывают число точек пересечения радиусов с окружностями, находящимися в пределах подошвы каждого соседнего фундамента. При наличии нескольких соседних фундаментов формула (б) будет иметь вид:

$$H_e = H_{e,f} + 2k_\nu \sum_{i=1}^{j} n_i k_{ii}, \qquad (7.39)$$

где k_ν — коэффициент, учитывающий значение ν (см. табл. 7.3); j — число учитываемых соседних фундаментов; n_i — число точек пересечения радиусов и окружностей в пределах подошвы i-го фундамента (точки, расположенные на контуре фундамента, считаются за 0,5 точки); k_{ii} — коэффициент нагрузки

Таблица 7.5. Значения радиусов r центров тяжести долей колец при $\nu = 0{,}27$

Мощность сжимаемой толщи H, м	Значения радиусов r, м
5	0,24; 0,58; 1,00; 1,47; 2,05; 2,78; 3,90
7	0,24; 0,57; 0,95; 1,38; 1,85; 2,37; 2,97; 3,69; 4,61; 6,00
10	0,23; 0,56; 0,93; 1,32; 1,74; 2,18; 2,66; 3,17; 3,74; 4,36; 5,07; 5,91; 6,93; 8,31; 10,87
15	0,23; 0,55; 0,91; 1,28; 1,67; 2,07; 2,49; 2,92; 3,38; 3.85; 4,35; 4,88; 5,45; 6,05; 6,70; 7,40; 8,18; 9,06; 10,07; 11,27; 12,79; 14,99
20	0.23; 0,55; 0,90; 1,26; 1,64; 2,02; 2,42; 2,83; 3,24; 3,67; 4,12; 4,58; 5,05; 5,55; 6,06; 6,60; 7,16; 7,75; 8,37; 9,03; 9,74; 10,50; 11,32; 12,22; 13,22; 14,36; 15,69; 17,29; 19,41; 22,83
30	0,23; 0,54; 0,89; 1,25; 1,61; 1,98; 2,36; 2,74; 3,13; 3,52; 3,93; 4,34; 4,75; 5,18; 5,61; 6,06; 6,51; 6,98; 7,45; 7,94; 8,44; 8,95; 9,48; 10,02; 10,59; 11,17; 11,77; 12,39; 13,04; 13,71; 14,42; 15,16; 15,93; 16,76; 17,63; 18,56; 19,56; 20,64; 21,82; 23,14; 24,62; 26,34; 28,40; 31,05; 35,02

i-го фундамента, определяемый по формуле

$$k_{1i} = p_{0i}/p_0; \tag{7.40}$$

p_{0i} — давление по подошве соседнего i-го фундамента, под давлением которого уплотняется грунт основания.

Для определения H_e с помощью графиков необходимо знать расчетную мощность сжимаемой толщи H_c. При учете влияния загружения соседних фундаментов мощность H_c зависит, в частности, от размеров, взаимного расположения и характера загружения соседних фундаментов, поэтому ее определяют, задавшись значениями H_1 и H_2 в соответствии с условием (7.34). Величины H_1 и H_2 принимают равными значениям, для которых построены кольцевые графики. Для H_1 и H_2 по формулам (7.35) ... (7.37) находят m_{vm1}, m_{vm2}, b_{c1}, b_{c2}, $H_{c.f1}$, $H_{c.f2}$. Далее, совместив центры графиков, соответствующих H_1 и H_2 при $\nu = 0{,}27$, с центром тяжести площади подошвы рассчитываемого фундамента, подсчитывают число точек пересечения радиусов и окружностей в пределах контура подошвы каждого соседнего фундамента n_{i1}, n_{i2}. При наложении графики ориентируют несимметрично относительно оси фундамента на четверть угла между лучами. Затем определяют расчетную мощность сжимаемой толщи для принятых значений H_1 и H_2 по формулам:

$$\begin{aligned} H_{c1} &= H_{c.f1} + 4k_\nu \sum_{i=1}^{I} n_{i1} k'_{1i}; \\ H_{c2} &= H_{c.f2} + 4k_\nu \sum_{i=1}^{I} n_{i2} k'_{1i}, \end{aligned} \tag{7.41}$$

где $H_{c.f1}$ и $H_{c.f2}$ — расчетные мощности сжимаемой толщи для случаев H_1 и H_2, определяемые по формулам (7.37); ν — коэффициент, зависящий от бокового расширения грунта (при определении H_c принимается $\nu = 0$ и в таком случае $k_\nu = 0{,}863$); j — число учитываемых соседних фундаментов; n_{i1} и n_{i2} — число точек пересечения радиусов и окружностей, взятых по графикам, соответствующим H_1 и H_2; k'_{ii} — коэффициент, зависящий от загружения соседнего i-го фундамента, определяемый по выражению

$$k'_{ii} = p_0/(R - \gamma'_{II} d). \tag{7.42}$$

Зная H_{c1} и H_{c2}, по формуле (7.38) находят H_c и по формуле (7.27) или (7.28) определяют m_{vm}.

При расчете осадки относительно небольших фундаментов, вблизи которых расположены большие тяжело загруженные площади (фундаменты), иногда трудно выполнять интерполяцию по формуле (7.38). В этих случаях можно величину H_c принять равной расчетной мощности сжимаемой толщи, полученной для большего соседнего фундамента, но, как правило, не более 30 м.

При известном значении H_c, руководствуясь формулой (7.39) и линейной интерполяцией, найдем толщину условного эквивалентного слоя:

$$H_e = A_\nu \omega_r b + 2k_\nu \sum_{i=1}^{j} k_{ii} \left[n_{i1} + \frac{n_{i2} - n_{i1}}{H_2 - H_1} (H_c - H_1) \right], \tag{7.43}$$

где n_{i1} и n_{i2} — число точек пересечения по графикам, соответствующим H_1 и H_2, подсчитываемое раздельно для каждого соседнего фундамента.

Если вычисляется осадка ленточного фундамента, то целесообразно рассмотреть участок этого фундамента с отношением сторон 1 : 5, а нагрузку на площадь подошвы за пределами указанного участка учитывать как загружения соседних фундаментов. Зная H_e и m_{vm}, определенные с учетом загружения соседних фундаментов, находят по формуле (7.29) осадку.

Рекомендуется следующий порядок расчета конечной осадки фундамента с учетом загружения соседних фундаментов или площадей:

1) определяется уплотняющее давление, действующее по подошве рассчитываемого и всех соседних фундаментов или по поверхности загруженных площадей и устанавливаются характеристики деформируемости всех слоев грунта;

2) задаются H_1 и H_2 в соответствии с условием (7.34);

3) находятся m_{vm1} и m_{vm2} по формулам (7.35);

4) определяются b_{c1} и b_{c2} по формулам (7.36);

5) вычисляются $H_{c.f1}$ и $H_{c.f2}$ по формулам (7.37);

6) выбирается среднее значение коэффициента бокового расширения для сжимаемой толщи; план подошв фундаментов накладывается на кольцевые графики, соответствующие H_1 и

H_2, и подсчитываются n_{i1} и n_{i2} для каждого соседнего фундамента;

7) определяется k'_{1i} по выражению (7.42) и находятся H_{c1} и H_{c2} по формулам (7.41);

8) подсчитывается H_c по выражению (7.38) и проверяется условие (7.34); если оно не выполнено, расчет повторяется для других значений H_1 и H_2;

9) находится m_{vm} по формуле (7.27) или (7.28);

10) вычисляется H_e по формуле (7.43);

11) определяется осадка фундамента по формуле (7.29).

7.4.5. Некоторые новые предложения по расчету осадок фундаментов

При расчете осадок фундаментов рассмотренными выше методами значение модуля деформации или коэффициента относительной сжимаемости в пределах отдельного слоя принималось постоянным. Фактически же модуль деформации в значительной степени зависит от напряженного состояния грунта.

Экспериментами, проведенными А. В. Голли, В. Н. Голубковым, М. Г. Ефремовым, П. А. Коноваловым, В. В. Михеевым и другими исследователями, установлено, что *деформации грунтов под опытными фундаментами развиваются преимущественно в верхней зоне основания.* С глубиной деформируемость грунтов существенно уменьшается, и ниже некоторой глубины наблюдаются только деформации упругие с упругим последействием. Вследствие малости этих деформаций в расчетах ими часто пренебрегают.

Проведенными В. М. Чикишевым в ЛИСИ опытами с загрузкой и разгрузкой штампов, имеющих площадь подошвы от 0,5 до 4 м^2, установлено, что *изменение модуля деформации грунта по глубине основания можно аппроксимировать гиперболической закономерностью.* При этом непосредственно под подошвой фундамента модуль деформации близок к компрессионному модулю, а на глубине, где вертикальное давление равно структурной прочности грунта, равен модулю упругих деформаций (приблизительно на порядок больше компрессионного модуля). Кроме того, этими исследованиями установлено, что мощность сжимаемой толщи грунта возрастает с увеличением давления.

Определение осадок фундаментов с учетом изменения модуля деформации по глубине и зависимости мощности сжимаемой толщи от напряженного состояния должно найти широкое применение в инженерных расчетах оснований.

Как нам представляется, при расчете деформаций оснований фундаментов деформирующиеся части основания необходимо

ограничивать не только по глубине, но и по распространению в стороны. Поскольку при расчете оснований рассматриваются деформации уплотнения, которые развиваются при главном напряжении, превышающем структурную прочность грунта, зона таких деформаций должна быть ограничена как по вертикали, так и по горизонтали. В этом плане интересны исследования, выполненные И. И. Черкасовым, В. Н. Голубковым и др.

В последнее время стали учитывать нелинейную зависимость между напряжениями и деформациями, когда в основании развиваются существенные деформации сдвигов. Однако эти методы применяются, как правило, только при очень больших нагрузках на фундаменты.

7.5. Изменение осадок во времени

7.5.1. Общие положения

Опыт строительства сооружений на пылевато-глинистых грунтах показывает, что осадки фундаментов происходят не мгновенно, а развиваются постепенно. В некоторых случаях нарастание осадок продолжается несколько лет, десятилетий и даже столетий.

Так осадка восьмиэтажного административного здания, построенного в Ленинграде, развивается уже более 40 лет. В настоящее время скорость осадки этого здания составляет 2...3 мм в год.

В то же время осадки зданий, возводимых на песчаных грунтах, происходят в основном во время строительства. На рис. 7.8 представлен график осадки во времени образцов песка *1* и глины *2* в одометре при мгновенном приложении нагрузки.

Медленное нарастание осадок полностью насыщенных водой пылевато-глинистых грунтов обусловлено прежде всего тем, что при полном заполнении всех пор грунта практически несжимаемой водой добиться уменьшения объема пор при развитии деформации уплотнения можно только путем вытеснения (отжатия) из них некоторого количества воды. Однако вследствие незначительной водопроницаемости пылевато-глинистых грунтов процесс отжатия поровой воды развивается очень медленно. Таким образом, если требуется определить осадку полностью насыщенного водой пылевато-глинистого грунта, то необходимо рассмотреть его деформацию во времени в результате фильтрационной консолидации — постепенного про-

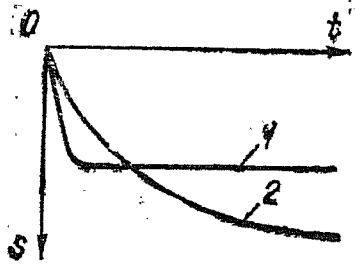


Рис. 7.8. График осадки во времени образцов грунта

цесса уплотнения, связанного с выдавливанием воды из пор грунта.

Однако, как показывают опыт строительства и испытания образцов полностью насыщенных водой глин, деформация их во времени не может быть в полной мере описана уравнениями фильтрационной консолидации. Кроме того, эксперименты свидетельствуют о том, что и ненасыщенные водой глины, уплотнение которых происходит без выдавливания из образцов поровой воды, медленно деформируются во времени. Это объясняется явлением ползучести пылевато-глинистых грунтов, которое связано с ползучестью тонких пленок воды, окружающих твердые частицы, с ползучестью цементирующего вещества в точках контактов отдельных частиц, в т. ч. коллоидного вещества между более крупными частицами. Этот процесс, развивающийся во времени, часто называют вторичной консолидацией. Сказанное заставляет изучить теорию фильтрационной консолидации и явления ползучести грунтов (вторичную консолидацию).

7.5.2. Осадка слоя грунта во времени при фильтрационной консолидации

Проследим развитие осадки поверхности слоя полностью насыщенного водой пылевато-глинистого грунта, подстилаемого водонепроницаемой скалой и загруженного сплошной равномерно распределенной нагрузкой. Пусть этот слой покрыт пластовым фильтром, отводящим выжимаемую воду. Уплотнение грунтов происходит в соответствии с теорией фильтрационной консолидации при следующих предпосылках*:

рассматриваемый слой толщиной h сложен однородным грунтом, полностью насыщенным свободной, несжимаемой и гидравлически непрерывной водой;

скелет грунта представляет собой линейно деформируемое тело; напряжения, возникающие в нем, мгновенно вызывают его деформации;

грунт не обладает структурной прочностью, поэтому внешнее давление в момент времени, следующий за моментом приложения нагрузки, полностью передается на воду;

движение воды в порах грунта соответствует закону ламинарной фильтрации (Дарси).

При этих предпосылках грунт после приложения на него сплошной равномерно распределенной нагрузки будет уплотняться по мере выдавливания воды из его пор вверх (рис. 7.9).

---

* Цытович Н. А. Механика грунтов (краткий курс). М.: Высш. школа, 1983. С. 184.

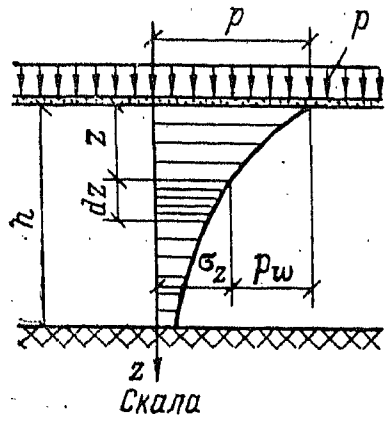


Рис. 7.9. Расчетная схема для определения хода развития осадки слоя грунта во времени при сплошной нагрузке

Сразу после приложения нагрузки в грунте на всех глубинах возникает давление, равное p, которое в момент, следующий за моментом приложения нагрузки, будет передано на свободную воду, заключенную в порах грунта (поровую воду). Под действием давления вода будет отжиматься вверх, и в дальнейшем одна часть давления p передастся на воду (p_w), другая вызовет в скелете грунта напряжение σ_z. На всех глубинах будет соблюдаться равенство

$$\sigma_z + p_w = p. \tag{7.44}$$

Так как путь фильтрации воды из слоя грунта, примыкающего к поверхности, бесконечно мал, то в этом слое при $z \to 0$ гидравлический градиент будет стремиться к бесконечно большой величине. В связи с этим давление p в этом слое сразу же после приложения будет передано на скелет. С увеличением z путь отжимаемой воды увеличивается и градиент уменьшается. Через некоторый промежуток времени с глубиной все меньшая часть давления будет передаваться на скелет. Пусть к моменту времени t_1 напряжения, возникающие в скелете грунта, характеризуются редко заштрихованной эпюрой σ_z. Остальная часть давления p_w передается на воду (см. рис. 7.9).

Выделим элементарный слой грунта dz на глубине z. В этом слое увеличение расхода воды q равно уменьшению пористости грунта n в отрезок времени dt. Следовательно,

$$\frac{\partial q}{\partial z} = -\frac{\partial n}{\partial t}.$$

Используя законы ламинарной фильтрации (2.15) и компрессии (2.3′), представим составленное уравнение после преобразований в виде:

$$c_v \frac{\partial^2 \sigma_z}{\partial z^2} = \frac{\partial \sigma_z}{\partial t}, \tag{7.45}$$

где c_v — коэффициент консолидации, определяемый по формуле

$$c_v = k_f/(m_v \gamma_w); \tag{7.46}$$

k_f — коэффициент фильтрации грунта; m_v — коэффициент относительной сжимаемости грунта; γ_w — удельный вес воды.

Выражение (7.45) — это однородное линейное дифференциальное уравнение второго порядка в частных производных. Зна-

чение функции этого уравнения находится в виде ряда Фурье для любого отрезка времени с начала загружения:

$$\sigma_z(t) = p\left[1 - \sum_0^m \frac{4}{(2m+1)\pi} \sin\frac{\pi(2m+1)z}{2h} e^{-(2m+1)^2 N}\right],$$

где m — положительное целое число натурального ряда; e — основание натуральных логарифмов;

$$N = (\pi^2 c_v/4h^2)\, t; \qquad (7.47)$$

h — толщина слоя; t — время от момента загружения.

Если известно напряжение σ_z в слое dz по прошествии времени t от момента загружения, то можно вычислить деформацию этого слоя, руководствуясь выражением (7.1):

$$ds = m_v \sigma_z\, dz.$$

Осадку поверхности слоя толщиной h за время t найдем, взяв интеграл из этого выражения в пределах от 0 до h:

$$s_t = m_v \int_0^h \sigma_z\, dz.$$

После подстановки в это выражение значения σ_z и интегрирования получим

$$s_t = h m_v p\left[1 - \frac{8}{\pi^2}\left(e^{-N} + \frac{1}{9}e^{-9N} + \ldots\right)\right]. \qquad (7.48)$$

Задавшись временем t, по формуле (7.47) можно легко вычислить значения N и после подстановки их в быстро сходящийся ряд (7.48) получить s_t. Такой путь громоздок. Поэтому применяют обратный ход решения задачи.

7.5.3. Степень консолидации осадки и эпюры уплотняющих давлений

Введем понятие о степени консолидации осадки U, равной отношению осадок нестабилизированной s_t к стабилизированной (конечной) s:

$$U = s_t/s.$$

В соответствии с формулой значение U получается при делении выражения (7.48) на выражение (7.1). Тогда для нашей задачи получим

$$U_0 = 1 - \frac{8}{\pi^2}\left(e^{-N} + \frac{1}{9}e^{-9N} + \ldots\right).$$

Здесь индекс «ноль» показывает, что рассматривается степень консолидации для случая «0», т. е. осадки поверхности слоя

Таблица 7.6. Значения N для формулы (7.49)

U	N для случая			U	N для случая		
	0	1	2		0	1	2
0,1	0,02	0,12	0,005	0,6	0,71	0,95	0,42
0,2	0,08	0,25	0,02	0,7	1,00	1,24	0,69
0,3	0,17	0,39	0,06	0,8	1,40	1,64	1,08
0,4	0,31	0,55	0,13	0,9	2,09	2,35	1,77
0,5	0,49	0,73	0,24	0,95	2,80	3,17	2,54

грунта при сплошной равномерно распределенной нагрузке (см. далее).

Величины U и N функционально связаны. Для каждого значения N можно найти соответствующее значение U и составить таблицу зависимости U и N для трех случаев (табл. 7.6).

Приняв по табл. 7.6 значение N и руководствуясь выражением (7.47), легко найти t для данной степени фильтрационной консолидации U, а именно:

$$t = (4h^2/\pi^2 c_v)\, N. \tag{7.49}$$

В таком случае при расчетах задаются степенью консолидации U и определяют

$$s_t = Us. \tag{7.50}$$

По табл. 7.6 находят величину N в соответствии с U и вычисляют время t по формуле (7.49).

Для случая «0», задавшись рядом значений U, легко определить соответствующие значения s_t и t и построить график осадки поверхности слоя грунта во времени (рис. 7.10).

Для рассмотренной одномерной задачи — осадки поверхности слоя грунта при сплошной нагрузке — эпюра уплотняющих напряжений прямоугольная (рис. 7.11, *а*), что относят к случаю «0».

Случай «1», когда уплотняющие напряжения увеличиваются пропорционально глубине, т. е. эпюра их имеет вид прямоугольного треугольника с вершиной вверху (рис. 7.11, *б*), соответствует уплотнению отсыпанного слоя грунта под действием собственного веса.

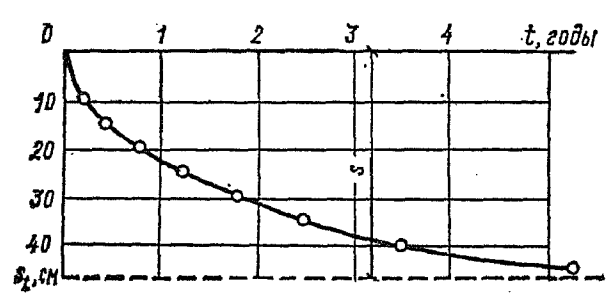


Рис. 7.10. График осадки поверхности слоя грунта во времени, полученный расчетным путем

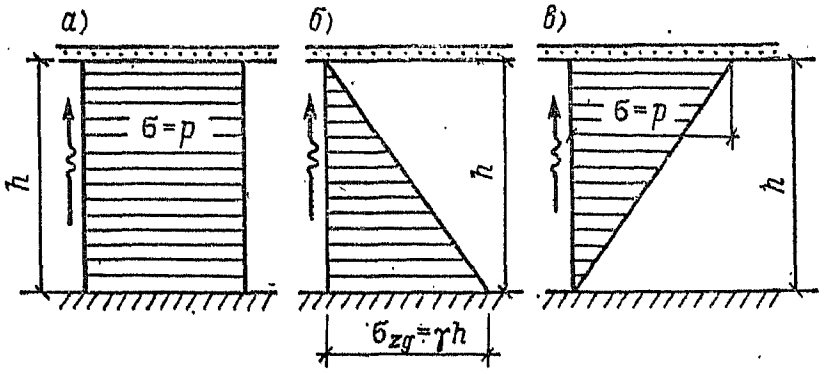


Рис. 7.11. Эпюры уплотняющих напряжений
а — в случае «0»; *б* — в случае «1»; *в* — в случае «2»

Случай «2», когда уплотняющие напряжения уменьшаются пропорционально глубине, т. е. эпюра имеет вид прямоугольного треугольника с вершиной внизу (рис. 7.11, *в*), аналогично эквивалентной эпюре уплотняющих напряжений, принимаемой Н. А. Цытовичем (см. рис. 7.3) для расчета осадок фундаментов. При этом, как и в случаях «0» и «1», рассматривается только фильтрация отжимаемой воды вверх.

Часто при одномерных задачах ограничиваются этими тремя случаями, так как эпюры более сложных очертаний всегда можно с известным приближением разбить на две эпюры, соответствующие эпюрам указанных случаев.

7.5.4. Учет начального градиента

При рассмотрении закона ламинарной фильтрации было отмечено, что в плотных глинах и суглинках при малых значениях градиентов вода практически не фильтруется. Фильтрация воды начинается только тогда, когда градиент превышает i_b (см. рис. 2.6).

Определим конечную осадку поверхности слоя грунта толщиной h, обладающего начальным градиентом i_b и загруженного равномерно распределенной сплошной нагрузкой. Пусть этот слой снизу подстилается фильтрующим слоем, не содержащим напорной воды (рис. 7.12). После приложения нагрузки p во всех точках по глубине слоя в поровой воде возникает напор, равный p/γ_w (где γ_w — удельный вес воды). В таком случае градиент напора будет:

$$i = p/(\gamma_w z).$$

Если при $z = 0{,}5h$ возникающий градиент меньше i_b, то вода не сможет фильтроваться из середины слоя, здесь будет располагаться «мертвая зона», из которой вода не будет отжиматься. Для нахождения такой зоны построим эпюру напоров (рис. 7.12, *а*) и определим

$$z_{max} = p/(\gamma_w \operatorname{tg} j).$$

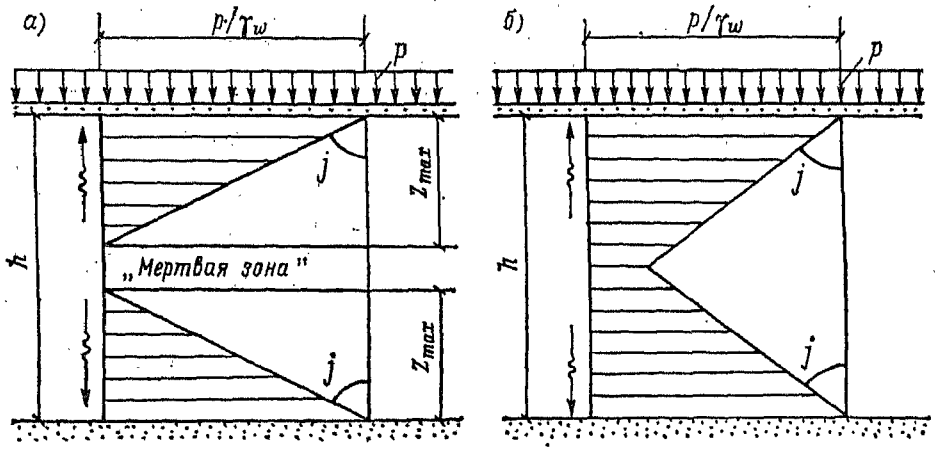


Рис. 7.12. Схемы уплотнения грунта, обладающего начальным градиентом

Но $\operatorname{tg} j$ является отношением напора p/γ_w к пути фильтрации z_{max}. Предельное же значение этого отношения обусловлено начальным градиентом, следовательно $\operatorname{tg} j = i_b$. Отсюда

$$z_{max} = p/(\gamma_w i_b).$$

Чем меньше z, тем пропорционально меньше будет напор, затрачиваемый на преодоление начального градиента. В связи с этим эпюра напоров примет вид треугольника (см. рис. 7.12, *а*). Аналогичная эпюра напоров будет и внизу слоя. Под действием этих двух треугольных эпюр станет развиваться осадка слоя грунта под нагрузкой p. Из этого условия получим значение конечной осадки

$$s = 2z_{max} m_v p/2.$$

После подстановки в приведенную формулу значения z_{max} найдем

$$s = p^2 m_v/(\gamma_w i_b). \qquad (7.51)$$

Если $z_{max} > 0{,}5h$, то «мертвая зона» не наблюдается. Формула для осадки в этом случае (рис. 7.12, *б*) выводится аналогично формуле (7.51):

$$s = m_v h\,(p - 0{,}25 i_b h \gamma_w). \qquad (7.52)$$

Осадка во времени при двух треугольных эпюрах уплотняющих давлений, соответствующих эпюрам напоров, находится, как для случая «2» (см. табл. 7.6), а при двух трапециях — для комбинации случаев «2» и «0».

7.5.5. Определение осадки фундамента во времени

При развитии осадки поверхности слоя грунта, загруженного сплошной нагрузкой, во времени происходит фильтра-

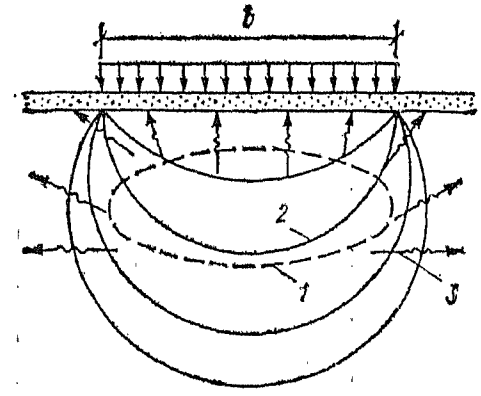


Рис. 7.13. Схема основных направлений фильтрации при плоской задаче

1 — зона повышенных давлений через некоторый промежуток времени после приложения нагрузки; *2* — линии наибольших главных напряжений; *3* — пути фильтрации

ция воды либо только вверх, либо вверх и вниз. Для плоской и пространственной задач при местной нагрузке методика расчета деформации грунтов во времени была выполнена В. А. Флориным в конечных разностях. В частности, для плоской задачи направления фильтрации из зоны повышенных давлений схематично показаны на рис. 7.13. Так как эта зона располагается непосредственно под фундаментом, *преобладающим будет направление фильтрации вверх*. Поэтому при расчетах часто ограничиваются учетом только этого направления.

При расчете осадки фундамента во времени Н. А. Цытович рекомендует принимать распределение уплотняющих напряжений по эквивалентной треугольной эпюре. В этих случаях принимают фильтрацию воды условно только по вертикали.

При однородном грунте в пределах сжимаемой толщи рассматривают два характерных вида фильтрации воды (рис. 7.14):

1. Однородный пылевато-глинистый грунт залегает мощным слоем (рис. 7.14, *а*). Фильтрация воды развивается преимуще-

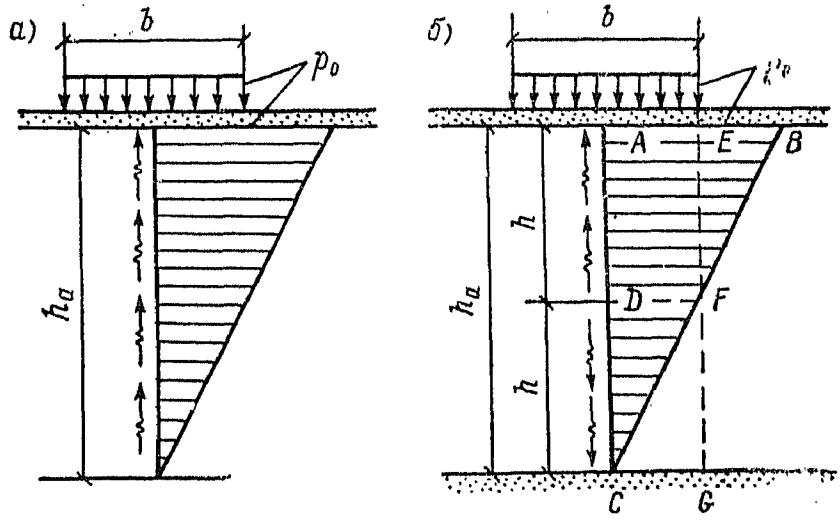


Рис. 7.14. Схемы основных направлений фильтрации воды при однородном грунте в основании

ственно вверх. Осадку во времени рассчитывают приближенно, как для случая «2».

2. Слой однородного пылевато-глинистого грунта подстилается фильтрующим слоем, расположенным в нижней точке треугольной эпюры напряжений (рис. 7.14, *б*). При этом расчет можно свести к случаю «0». Высоту треугольной эпюры следует принять равной $2h$. Если треугольную эпюру разбить пунктирными линиями, как показано на рис. 7.14, *б*, то осадка во времени будет развиваться от действия прямоугольной эпюры уплотняющих давлений *AEFD* (случай «0») и от действия двух треугольных эпюр уплотняющих давлений *FEB* и *DCF*. При этом под действием первой треугольной эпюры фильтрация происходит снизу вверх, а под действием второй — сверху вниз. Как доказано, процесс уплотнения от действия этих двух треугольных эпюр соответствует ходу уплотнения в результате фильтрации отжимаемой воды под действием суммарной прямоугольной эпюры *DCGF*, т. е. это приводит к случаю «0».

При слоистом залегании грунтов в пределах сжимаемой толщи возможны различные случаи расчетов осадки фундаментов во времени. Когда коэффициенты фильтрации слоев отличаются незначительно, ограничиваются осреднением характеристик грунта. Как считает Н. А. Цытович*, средние значения коэффициента фильтрации в пределах сжимаемой толщи в указанном случае могут быть установлены по формуле

$$k_{fm} = h_a \Big/ \sum \frac{h_i}{k_{fi}}, \tag{7.53}$$

где h_a — мощность сжимаемой толщи (активной зоны); h_i — мощность i-го слоя грунта; k_{fi} — коэффициент фильтрации грунта i-го слоя.

Зная k_{fm}, представим выражения (7.49) и (7.46) в виде:

$$t = [4h^2/(\pi^2 c_{vm})]\, N \tag{7.54}$$

и

$$c_{vm} = k_{fm}/(m_{vm}\gamma_w), \tag{7.55}$$

где h — путь фильтрации воды.

При слоистом залегании грунтов направления фильтрации отжимаемой воды зависят от водопроницаемости слоев. На рис. 7.15 даны схемы характерных напластований грунтов.

Схема на рис. 7.15, *а*: водопроницаемость грунтов по мере увеличения глубины уменьшается, т. е. $k_{f1} > k_{f2} > k_{f3}$. При таком напластовании затухание осадок во времени приближенно определяют как для случая «2».

Схема на рис. 7.15, *б*: под сжимаемой толщей залегает прослойка хорошо фильтрующего грунта; наименьшей водопрони-

* Цытович Н. А. Механика грунтов (краткий курс). М.: Высш. школа, 1983. С. 225.

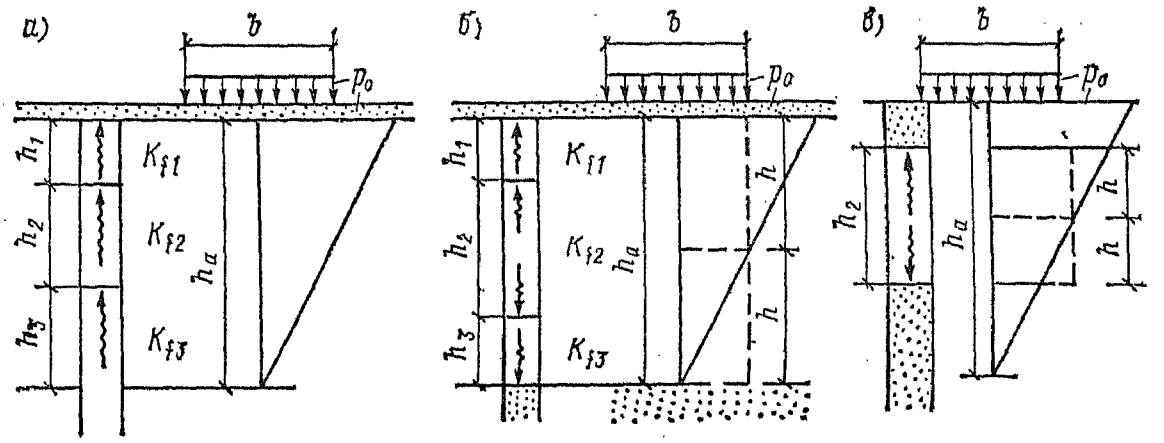


Рис. 7.15. Схемы основных направлений фильтрации воды при слоистом залегании грунтов в основании

цаемостью обладает средний слой, т. е. $k_{f1} > k_{f2} < k_{f3}$. При таком напластовании принимают, что вода отжимается вверх и вниз. Задачу приближенно сводят к случаю «0», принимая путь фильтрации $h = 0{,}5h_a$ (где h_a — мощность сжимаемой толщи).

Схема на рис. 7.15, *в*: в толще хорошо фильтрующих грунтов залегает слой глины или суглинка. При этом дополнительно определяют осадку, происходящую в результате уплотнения слоя слабо фильтрующего грунта. Развитие этой осадки рассматривают во времени. Вследствие фильтрации воды из слоя пылевато-глинистого грунта в основном вверх и вниз расчет осадки во времени может быть сведен, как указано выше, к случаю «0». При этом путь фильтрации h принимают равным $h_2/2$. При расчете учитывают развитие осадки во времени только слоя пылевато-глинистого грунта. Нарастание осадки во времени вследствие деформации верхнего и нижнего слоев песка происходит в процессе приложения нагрузки.

7.5.6. Учет структурности грунта и сжимаемости воды

Известно, что многие пылевато-глинистые грунты обладают структурной прочностью, а вода в их порах содержит воздух (газ) в растворенном виде или в виде пузырьков. Такие грунты можно рассматривать как двухфазное тело, состоящее из скелета (твердых частиц, связанных между собой относительно жесткими связями), и сжимаемой воды в порах.

Структурная прочность p_{str} пылевато-глинистых грунтов зависит от связей, возникающих до приложения нагрузки. Если прикладываемое давление меньше p_{str}, процесс уплотнения грунта не возникает, а развиваются лишь небольшие упругие деформации его скелета как твердого тела. Чем прочнее грунт

(больше p_{str}), тем большее сопротивление уплотнению оказывает его скелет и тем меньшая доля приложенной нагрузки будет передаваться на поровую воду. Этому способствует также сжимаемость поровой воды, содержащей газ.

В начальный момент времени на поровую воду вследствие прочности скелета грунта и сжимаемости воды будет передаваться лишь часть внешнего давления p_{w0}. Зная это давление, можно определить коэффициент начального порового давления:

$$\beta_0 = p_{w0}/p, \tag{7.56}$$

где p — внешнее давление.

В этих условиях начальное напряжение в скелете грунта

$$\sigma_{z0} = p - p_{w0}.$$

Относительная мгновенная деформация скелета грунта, согласно выражению (2.4′), может быть найдена по формуле

$$\varepsilon_0 = m_v (p - p_{w0}),$$

где m_v — коэффициент относительной сжимаемости грунта.

Относительная деформация грунта вследствие сжимаемости воды при условии заполнения ею всех пор составит

$$\varepsilon_w = m_w p_{w0} n,$$

где m_w — коэффициент объемной сжимаемости воды в порах грунта; n — пористость грунта.

Если принять, что при действии напряжения σ_z объем твердых частиц остается без изменения, то относительная деформация скелета грунта должна равняться относительной деформации поровой воды, т. е. $\varepsilon_0 = \varepsilon_w = \varepsilon$.

Приравняв правые части двух предыдущих равенств, получим:

$$p_{w0} = p m_v/(m_v + m_w n). \tag{7.57}$$

Сопоставляя это выражение с уравнением (7.56), найдем

$$\beta_0 = m_v/(m_v + m_w n). \tag{7.58}$$

Следовательно, чем меньше относительная сжимаемость скелета грунта (коэффициент m_v), тем в большей степени на величине β_0 сказывается сжимаемость поровой воды. Коэффициент объемной сжимаемости воды в порах m_w можно определить с помощью гидрокомпрессионного прибора. Сущность опыта в герметизированном приборе сводится к приложению на образец грунта, взятый в кольцо, гидростатического давления p_w. По мере нагружения образца давлением p_w, как показывают опыты, относительная деформация увеличивается. В результате опытов получаются кривые $\varepsilon_w = f(p_w)$. В пределах небольших изменений давлений приближенно можно принять, что m_w является постоянной величиной. Тогда ее значение мож-

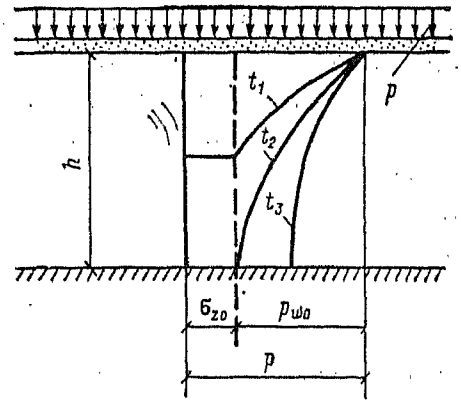


Рис. 7.16. Эпюры вертикальных давлений в слое грунта от нагрузки при сжимаемой поровой воде

но найти по формуле

$$m_w = m_v \varepsilon/(m_v p_w - \varepsilon)\, n. \qquad (7.59)$$

Зная m_v, пористость грунта n и m_w, по формуле (7.58) получим коэффициент начального порового давления β_0.

Рассмотрим теперь деформацию слоя грунта во времени при действии сплошной нагрузки. Эпюры давлений после приложения нагрузки для грунтов, не обладающих структурной прочностью, но содержащих сжимаемую поровую воду, приведены на рис. 7.16. Сразу после приложения равномерно распределенного давления одна часть его σ_{z0} будет передана на скелет грунта вследствие сжимаемости воды и мгновенной деформации скелета, другая часть p_{w0} — на поровую воду. Под давлением p_{w0} вода будет выжиматься из деформируемого слоя грунта, как и в задаче, рассмотренной в п. 7.5.2. В таком случае эпюра напряжений σ_z будет изменяться во времени в пределах от σ_{z0} до p. Это дает возможность по аналогии с выражением (7.48) найти осадку поверхности такого слоя грунта во времени:

$$s_t = h m_v p \left[1 - \frac{p_{w0}}{p} \frac{8}{\pi^2} \left(e^{-N} + \frac{1}{9} e^{-9N} + \ldots\right)\right]. \qquad (7.60)$$

Здесь N определяют из выражения (7.47), при этом c_v находят по формуле, аналогичной формуле (7.46):

$$c_v = k_f \beta_0/(m_v \gamma_w), \qquad (7.61)$$

где k_f — коэффициент фильтрации грунта; β_0 — коэффициент начального порового давления (см. формулу (7.58)); γ_w — удельный вес воды.

Если грунт, содержащий сжимаемую поровую воду, обладает структурной прочностью p_{str}, то при $p > p_{str}$ картина деформируемости будет иной. Сразу после приложения давления одна часть его будет передаваться на скелет грунта, другая — на поровую воду. При $\sigma_{z0} > p_{str}$ станут разрушаться структурные связи грунта и он начнет уплотняться вследствие сжатия поровой воды и ее выдавливания. Обычно при давлении p_{str} разрушаются не все структурные жесткие связи. В таком случае в процессе их разрушения при малой сжимаемости поровой воды некоторый период времени, пока грунт не достигнет относительной деформации ε_w, обусловленной сжимаемостью поровой воды, давление в воде остается практически без изменения

или несколько повышается. После этого деформация слоя грунта будет развиваться во времени в соответствии с выражениями (7.60) и (7.61).

При наличии водно-коллоидных структурных связей скелет грунта, как правило, обладает ползучестью, которая существенно отражается на развитии осадок во времени.

7.6. Общие понятия о реологии и нелинейной механике грунтов

7.6.1. Основные понятия о реологических процессах

Реология как наука, изучающая вопросы течения материалов, имеет три основных направления исследований: медленно развивающихся во времени деформации — деформации ползучести; расслабления (уменьшения) напряжений при постоянстве доформации — релаксации напряжений; разрушения материалов при длительном действии нагрузки — длительной прочности материалов.

В нашей стране вопросами реологии грунтов занимались А. Я. Будин, С. С. Вялов, М. Н. Гольдштейн, Ю. К. Зарецкий, Н. Н. Маслов, С. Р. Месчан, Г. И. Тер-Степанян, Н. А. Цытович и др.

Деформации ползучести развиваются как в процессе уплотнения грунтов под действием нормальных напряжений, так и при сдвиге, т. е. при приложении касательных напряжений.

Реологические процессы особенно характерны для пылеватоглинистых грунтов, а также для любых грунтов, находящихся в мерзлом состоянии. Они проявляются также в скальных породах и песках при их определенном напряженном состоянии. Физические причины ползучести в полной мере пока еще не вскрыты. С. С. Вялов и Ю. К. Зарецкий объясняют развитие реологических процессов в грунтах, в частности при деформациях ползучести. Так, при увеличении напряжений в жестких связях между частицами грунта возникают усилия, под действием которых постепенно разрушаются менее прочные, а затем и более прочные связи. В результате этого процесса в грунте появляются дефекты (микротрещины между частицами). Однако одновременно в этих и соседних местах возникают вследствие сближения отдельных частиц (при сжатии и сдвиге) новые водно-коллоидные и молекулярно-контактные связи. Поэтому грунт не разрушается, а лишь получает большие деформации.

Если к нескольким образцам одного и того же грунта приложить различную сдвигающую нагрузку, то относительная деформация будет развиваться во времени так, как показано

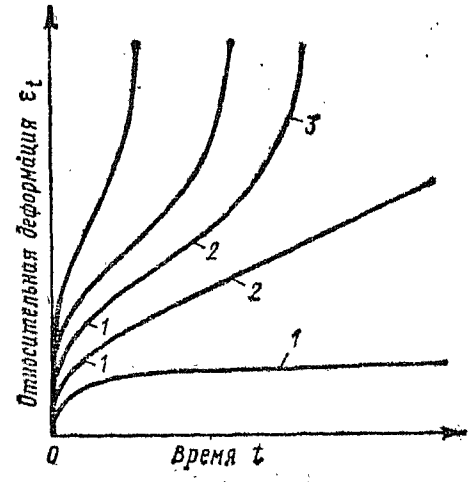


Рис. 7.17. Стадии ползучести на кривых деформации во времени
1 — затухающая; *2* — установившаяся; *3* — прогрессирующего течения

на рис. 7.17. Анализируя кривые деформации во времени, можно выделить мгновенную деформацию и три стадии ползучести. В пределах первой стадии, называемой стадией затухающей ползучести, происходит постепенное уменьшение скорости развития деформаций во времени. В пределах второй стадии — установившейся ползучести — имеет место деформация пластического течения, при которой скорость практически постоянна. Установившаяся ползучесть возникает лишь при напряжениях, больших определенного предела. Как доказано С. С. Вяловым, установившаяся ползучесть всегда переходит в третью стадию — прогрессирующего течения, при которой скорость развития деформаций во времени возрастает, что и ведет к разрушению образца.

В стадии затухающей ползучести возникают микротрещины, но одновременно образуется значительно большее количество новых связей и увеличивается сопротивление разрушению существующих связей вследствие развивающихся деформаций.

В стадии установившейся ползучести наблюдается равновесие между прочностью грунта, теряемой в результате разрушения связей, и прочностью, приобретаемой грунтом вследствие возникновения водно-коллоидных и молекулярно-контактных связей. Этим обусловливается пластично-вязкое течение, в процессе которого изменяется структура грунта, при этом постепенно уменьшается сопротивляемость образца грунта разрушению и наступает стадия прогрессирующего течения.

В стадии прогрессирующего течения количество дефектов в связях все увеличивается, а возникновение новых связей иногда уменьшается, поскольку на этой стадии в ряде случаев наблюдается увеличение объема образца грунта. Прогрессирующее течение при неизменном напряженном состоянии всегда заканчивается разрушением.

7.6.2. Длительная прочность грунта и релаксация напряжений

Если образец грунта подвергать деформациям сдвига, осевого сжатия или растяжения при различных нагрузках (см. рис. 7.17), то можно отметить, что чем большая нагрузка

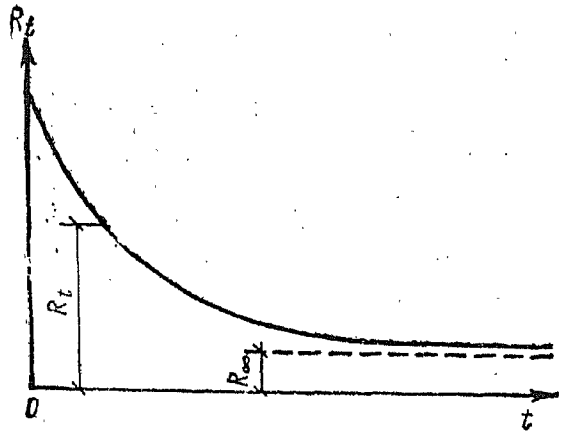


Рис. 7.18. Кривая длительной прочности грунта

приложена к образцу, тем скорее наступает стадия прогрессирующего течения и происходит разрушение образца. Проводя опыты все с меньшими нагрузками, можно достигнуть такого напряженного состояния грунта, при котором не возникает установившейся ползучести и прогрессирующего течения, а будет развиваться только затухающая ползучесть и разрушение образца не произойдет даже при длительном действии нагрузки, вызывающей это напряженное состояние.

Минимальные напряжения, при которых происходит разрушение образца через бесконечно большой промежуток времени, называются пределом длительной прочности R_∞.

Напряжения, при которых образец грунта разрушается через некоторый период времени после приложения нагрузки в связи с развитием деформаций установившейся ползучести и прогрессирующего течения, соответствуют длительной прочности грунта R_t.

Наконец, можно приложить нагрузку такой интенсивности, при которой образец грунта разрушается мгновенно, т. е. достигается мгновенная прочность грунта при минимальном напряженном состоянии.

По результатам серии испытаний грунта, обладающего ползучестью, можно построить кривую его длительной прочности (рис. 7.18).

При проектировании сооружений, передающих постоянную нагрузку, приходится исходить из предела длительной прочности, а в случае периодического возрастания и снижения нагрузки — из длительной прочности с учетом продолжительности действия нагрузки (например, порывов ветра). Такое проектирование рациональнее.

Релаксацией напряжений называется явление уменьшения напряжений (расслабление напряжений) при постоянстве общей деформации. Если образец грунта, обладающего ползучестью (рис. 7.19), поместить в прибор (например, динамометрический) и приложить к этому образцу нагрузку, немного меньшую мгновенной прочности грунта, то измерение усилий по динамометру во время опыта покажет, что напряжения в грунте будут уменьшаться. В то же время размеры образца практически останутся без изменений. В результате опыта мы

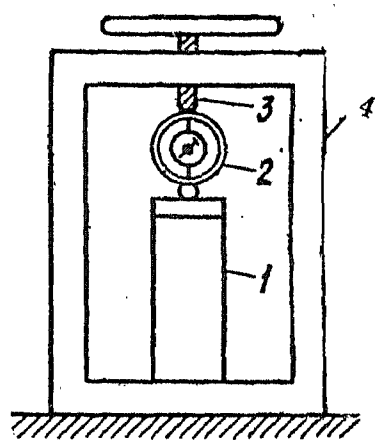


Рис. 7.19. Испытание грунта на релаксацию напряжений при сжатии со свободным боковым расширением

1 — образец грунта; *2* — динамометр; *3* — домкратный винт для приложения нагрузки; *4* — жесткая рама

получим кривую уменьшения напряжений, аналогичную кривой длительной прочности. Доказано, что напряжения будут уменьшаться до предела длительной прочности. В связи с этим С. С. Вялов рекомендует определять предел длительной прочности по напряжениям, до которых происходит их релаксация при постоянстве данного вида деформации.

Кривая релаксации напряжений может быть описана уравнением

$$\sigma_t = \sigma_\infty + (\sigma_0 - \sigma_\infty)\, t^{-n},$$

где σ_t — напряжение в данный момент времени t; σ_∞ — предельно длительное напряжение после релаксации; σ_0 — напряжение, возникающее в начале опыта при $t = 0$; t — время от начала приложения нагрузки; n — параметр, который характеризует скорость релаксации напряжений (обычно $n < 1$).

Так как проводить опыты в течение бесконечно большого периода времени невозможно, выполняют несколько длительных экспериментов при различных значениях σ_0 и расчетом находят σ_∞ и n.

7.6.3. Деформации ползучести грунта при уплотнении

Если деформацию образца водонасыщенного грунта в одометре или осадку слоя грунта без возможности бокового расширения изобразить во времени кривой в полулогарифмической системе координат, то она будет иметь вид, показанный на рис. 7.20, *а*. На этой кривой можно выделить три основных участка, соответствующих трем слагаемым осадки: преимущественно упругой (начальной) осадке s_{el}, развивающейся до начала фильтрационной консолидации; осадке $s_{f.c}$, обусловленной фильтрационной консолидацией, и осадке s_{cr}, развивающейся вследствие ползучести грунта. Осадку, развивающуюся после фильтрационной консолидации, обычно называют осадкой вторичной консолидации. Фактически деформации ползучести, развивающиеся с момента приложения нагрузки, составляют небольшую долю $s_{f.c}$ в период развития фильтрационной консолидации, поэтому их можно не выделять.

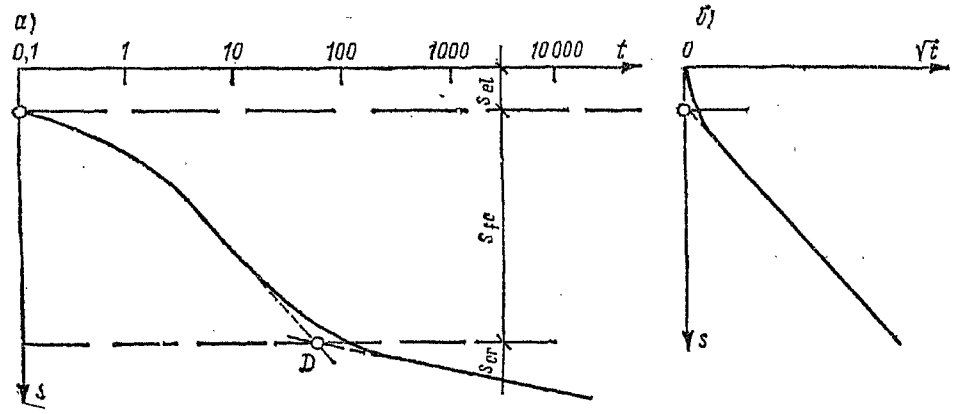


Рис. 7.20. Кривые нарастания деформаций (осадок) во времени

Начальную (преимущественно упругую) осадку можно найти по графику, построенному в координатах s и $\sqrt{t}$ (рис. 7.20, *б*). Развитие осадки во времени в период фильтрационной консолидации определяют в соответствии с рекомендациями п. 7.5. Нарастание во времени относительной деформации неводонасыщенных грунтов может быть, как считает Н. А. Цытович, установлено по теории наследственной ползучести. В таком случае уравнение напряженно-деформированного состояния грунтов при затухающей ползучести и при непрерывном одноосном загружении или одномерном уплотнении различным давлением (переменным или постоянным) в момент времени t будет иметь вид:

$$\varepsilon(t) = \frac{1}{E_{el}}\left[\sigma(t) + \int_0^t k(t - t_0)\,\sigma(t_0)\,dt\right], \tag{7.62}$$

где E_{el} — мгновенный модуль деформации скелета грунта; $\sigma(t)$ и $\sigma(t_0)$ — напряжения, развивающиеся соответственно к моментам времени t и t_0; t — текущая координата времени; t_0 — момент времени, соответствующий приложению нагрузки, вызывающей напряжение $\sigma(t_0)$, которое действует в течение отрезка времени dt_0;

$$k(t - t_0) = E_{el}\bar{k}(t - t_0); \tag{7.63}$$

$k(t - t_0)$ — ядро ползучести, характеризующее скорость деформации ползучести при постоянном напряжении, отнесенную к его единице.

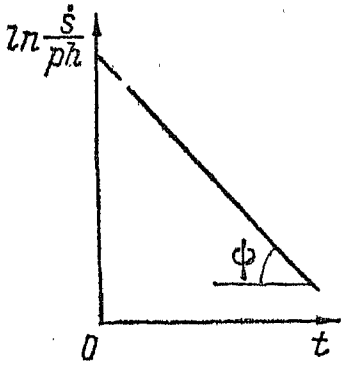
Уравнение (7.62) свидетельствует о зависимости полной деформации скелета грунта, обладающего ползучестью, не только от напряженного состояния, но и от предыстории нагружения в момент времени t_0. Этим обусловлено название теории — теория наследственной ползучести.

Ядро ползучести для дисперсных грунтов часто представляют в виде простейшей зависимости, подтверждаемой экспериментами:

$$\bar{k}(t - t_0) = \delta e^{-\delta_1 (t - t_0)}, \tag{7.64}$$

где δ и δ_1 — параметры ползучести, определяемые по результатам опытов.

Рис. 7.21. График для определения параметра δ_1 после окончания фильтрационной консолидации



Для нахождений δ_1 после окончания фильтрационной консолидации (начиная с момента времени $t_{f.c}$) строят графическую зависимость, показанную на рис. 7.21, где $\dot{s}$ — скорость осадки; p — давление; h — толщина деформирующегося слоя. Эта зависимость имеет вид прямой линии. Тангенс угла наклона ее к абсциссе и будет δ_1:

$$\delta_1 = \operatorname{tg} \psi. \tag{7.65}$$

Параметр ползучести δ можно определить по формуле

$$\delta = \delta_1 m_v'' / m_v', \tag{7.66}$$

где m_v'' — коэффициент относительной сжимаемости вследствие ползучести грунта, определяемый на конец опыта; m_v' — коэффициент относительной сжимаемости вследствие упругих деформаций образца и фильтрационной консолидации.

Величину m_v' находят по формуле

$$m_v' = m_v^{el} + m_v^f, \tag{7.67}$$

где m_v^{ef} — коэффициент относительной сжимаемости в период упругих деформаций; m_v^f — коэффициент относительной сжимаемости за период фильтрационной консолидации.

Когда деформации ползучести в период фильтрационной консолидации можно считать незначительными,

$$m_v' = m_v^{el} + m_v^f = (s_{el} + s_{f.c})/(hp); \tag{7.68}$$

здесь s_{el} и $s_{f.c}$ определяются по графику (см. рис. 7.20); h — высота образца; p — приложенное давление.

Значение m_v'' устанавливают по формуле

$$m_v'' = (m_v^{en} - m_v')/(1 - e^{-\delta_1 t_{en}}),$$

где m_v^{en} — коэффициент относительной сжимаемости грунта при условной стабилизации образца грунта за период времени t_{en} (на конец опыта).

Таким образом по результатам экспериментов определяют все параметры, необходимые для нахождения относительной деформации ползучести однофазного грунта, что дает возможность составлять прогноз деформаций ползучести грунтов.

В двухфазных грунтах одновременно развиваются деформации ползучести, фильтрационной консолидации и изменения

объема пузырьков воздуха в поровой воде по мере изменения в ней давления. Решения для ряда таких задач освещены в трудах Н. А. Цытовича, Ю. К. Зарецкого, З. Т. Тер-Мартиросяна и др.

Однако при приближенных расчетах осадки во времени относительно хорошо фильтрующих грунтов (суглинков или глин с прослоями песка) используют раздельное определение развития осадок во времени в результате сжатия поровой воды, фильтрационной консолидации и ползучести с применением графика развития деформаций во времени (см. рис. 7.20). В таком случае кривую нарастания осадки во времени в период деформаций ползучести заменяют прямой, начиная от точки D.

7.6.4. Вопросы нелинейной механики грунтов*

В п. 6 была рассмотрена зависимость осадки жесткого штампа от нагрузки (см. рис. 6.1, *б*) и отмечалось, что близкая к линейной зависимость при небольших давлениях наблюдается в пределах фазы упругих деформаций и фазы уплотнения и местных сдвигов. Если давление по подошве жестких фундаментов не вызывает развития интенсивных деформаций сдвигов (пластических деформаций), то, как показано ранее, осадку сооружений с успехом можно рассчитывать исходя из линейной зависимости между напряжениями и деформациями.

В ряде случаев осадка, полученная при таком расчете, оказывается существенно меньше предельно допустимого значения. Однако увеличить давление по подошве рассчитываемых фундаментов на основе линейной механики грунтов нельзя, так как при повышенных давлениях нарушается принятая в расчетах линейная зависимость.

Нарушение линейной зависимости между давлением и осадками жесткого фундамента можно объяснить значительным развитием деформаций сдвигов и изменением объема грунта не только в зависимости от суммы главных напряжений, но и от соотношения между главными и касательными напряжениями (явления контракции и дилатансии).

В таком случае приходится рассматривать напряженное состояние грунтов, например, по октаэдрическим площадкам, равнонаклонным к плоскостям, по которым действуют главные напряжения. Согласно решениям общей механики сплошных сред, на эти площадки будут действовать октаэдрические напряжения:

---

* Составлено с учетом материалов, представленных А. Л. Крыжановским на семинаре кафедры «Механика грунтов, основания и фундаменты» МИСИ.

нормальные

$$\sigma_{oct} = \frac{1}{3}(\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3);$$

касательные

$$\tau_{oct} = \frac{1}{3}\sqrt{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2}\,.$$

Кроме деформаций объема, существенное значение имеют деформации формы. В качестве меры деформаций формы принимают интенсивность деформаций сдвигов:

$$\Gamma = \sqrt{\frac{2}{3}(\gamma_1^2 + \gamma_2^2 + \gamma_3^2)},$$

где γ_1, γ_2, γ_3 — наибольшие (главные) деформации сдвигов.

Деформации объема и формы могут быть выражены через σ_{oct} и τ_{oct}.

На рис. 7.22, *а* показано изменение относительной октаэдрической деформации (изменения объема) ε_{oct} при увеличении $\sigma_{oct} = p_{oct}$. Линия 1 соответствует линейной зависимости между напряжениями и деформациями; линия *2* — экспериментальная кривая для случая неизменности объема при действии касательных напряжений; линии *3* — экспериментальные кривые, полученные при изменении объема в результате деформации сдвигов.

На рис. 7.22, *б* представлена зависимость меры деформаций формы Γ от τ_{oct} при различных октаэдрических нормальных напряжениях. Здесь также линия *1* отражает линейную зависимость между напряжениями и деформациями. Кривые *4*

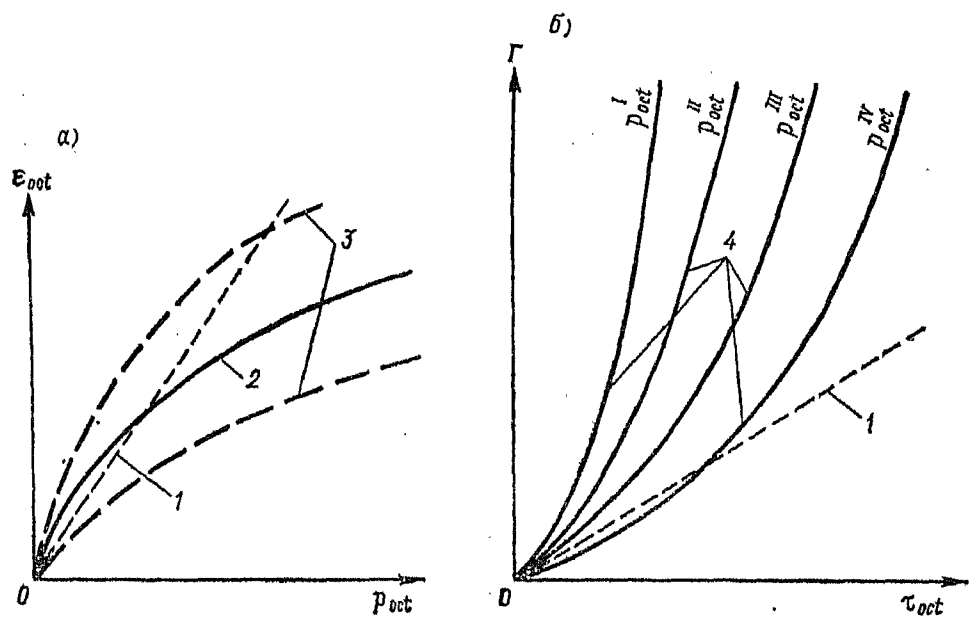


Рис. 7.22. Графики зависимости деформаций объема (*а*) и формы (*б*) от октаэдрических напряжений

соответствуют развитию меры деформаций формы при различных октаэдрических нормальных напряжениях.

Анализируя эти графики, следует отметить, что линейную зависимость между напряжениями и деформациями можно использовать при сравнительно небольших октаэдрических нормальных и касательных напряжениях. При бо́льших значениях этих напряжений надо учитывать нелинейную зависимость между напряжениями и деформациями грунтов. Это необходимо при возведении, например, тяжелых сооружений (плотин, атомных реакторов и др.), передающих на грунт давление, существенно большее его расчетного сопротивления, при котором еще обеспечивается линейная зависимость между напряжениями и деформациями.

Решения нелинейной механики грунтов позволяют рациональнее проектировать основания сооружений, сложенные сравнительно малосжимаемыми грунтами. В таком случае требуются определение с высокой точностью сравнительно большого числа параметров деформируемости грунта и ведение расчетов с помощью ЭВМ методом итерации.

8. ТЕОРИЯ ПРЕДЕЛЬНОГО НАПРЯЖЕННОГО СОСТОЯНИЯ ГРУНТОВ И ЕЕ ПРИЛОЖЕНИЯ

8.1. Общие положения

8.1.1. Понятие о предельном равновесии грунта в точке

Предельным напряженным состоянием массива грунта является такое, при котором малейшее добавочное силовое воздействие или малейшее уменьшение прочности грунта может привести к нарушению существующего равновесия — к потере устойчивости массива грунта (возникновению в нем поверхностей скольжения, развитию различных деформаций сдвигов, нарушению природной структуры). Обычно нарушение существующего равновесия может приводить к выпору грунта из-под фундаментов, сопровождающемуся большой осадкой последних, к сползанию масс грунта в откосах, к значительным смещениям конструкций, которые ограждают массив грунта или заделаны в него.

Поскольку для подавляющего большинства сооружений существенные смещения недопустимы, важно правильно определять максимально возможную нагрузку данного направления, которая может действовать на массив грунта без нарушения его равновесия — без потери устойчивости.

В теории предельного равновесия грунтов рассматриваются задачи устойчивости грунтов в основании сооружений, устойчивости грунтов в откосах, определения давления грунта на ограждающие конструкции (подпорные стенки, обделки тоннелей) и сопротивления грунта перемещению различных анкеров и ограждающих конструкций.

Начало решению задач предельного равновесия грунтов было положено более двух столетий назад Ш. Кулоном. В конце прошлого столетия оригинальные опыты провел В. И. Курдюмов. Этими опытами была раскрыта сущность процесса деформирования грунтов при потере их устойчивости в основании фундаментов.

Более 40 лет назад советские ученые (В. В. Соколовский, С. С. Голушкевич, В. Г. Березанцев и др.) разработали эффективные методы решения дифференциальных уравнений устойчивости грунтов в условиях предельного равновесия. В этих методах используется теория прочности Мора, согласно которой условие предельного равновесия сыпучего грунта при сдвиге выражается формулой (2.20), а при сложном напряженном состоянии — формулой (2.27). Отсюда в условиях предельного равновесия устанавливается зависимость соотношения между главными напряжениями и величиной угла внутреннего трения сыпучего грунта:

$$\sigma_3 = \sigma_1 (1 - \sin \varphi)/(1 + \sin \varphi),$$

где σ_3 и σ_1 — главные напряжения, соответствующие предельному напряженному состоянию при $\sigma_3 < \sigma_1$.

Произведя тригонометрические преобразования, получим

$$\sigma_3/\sigma_1 = \operatorname{tg}^2 (45^\circ - \varphi/2). \qquad (8.1)$$

По теории Кулона условие предельного равновесия при сдвиге для связного грунта выражается формулой (2.21). Если же сцепление представить через давление связности (см. выражение (2.22)), то для связного грунта будет справедлива и формула (8.1), поскольку к напряжениям σ_1 и σ_3 в этом случае добавится давление связности p_e.

Иногда условие предельного равновесия выражают через компоненты напряжений, соответствующие координатным осям. Тогда условием предельного равновесия для связного грунта будет выражение

$$\frac{(\sigma_z - \sigma_y)^2 + 4\tau_{yz}}{(\sigma_z + \sigma_y + 2c \cdot \operatorname{ctg} \varphi)^2} = \sin^2 \varphi. \qquad (8.2)$$

В настоящее время считают, что теория прочности Кулона, рассматривающая плоскую деформацию, не позволяет решать некоторые задачи устойчивости грунтов в основании сооружений при сложном напряженном состоянии. В связи с этим все большее число исследователей в случае интенсивного

пространственного напряженного состояния учитывает нелинейность зависимости между напряжениями и деформациями грунтов и использует более сложные теории прочности с учетом всех компонентов напряжений, концентрации их и явления изменения объема при сдвиге, принимая, что при потере устойчивости касательные октаэдрические напряжения являются прямой функцией нормальных октаэдрических напряжений.

8.1.2. Уравнения предельного равновесия

При горизонтальной поверхности грунта, обладающего удельным весом γ, уравнения равновесия в дифференциальной форме при плоской задаче имеют вид:

$$\frac{\partial \sigma_z}{\partial z} + \frac{\partial \tau_{yz}}{\partial y} = \gamma; \quad \frac{\partial \sigma_y}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{yz}}{\partial z} = 0. \tag{8.3}$$

Присоединяя к уравнениям (8.3) уравнение предельного равновесия (8.2), получаем систему трех уравнений с тремя неизвестными. Следовательно, плоская задача предельного равновесия статически определима. Решение этих уравнений зависит от граничных условий конкретной задачи. Это решение, основанное на численном интегрировании, выполнено В. В. Соколовским.

Для осесимметричной пространственной задачи принимается, что меньшие главные напряжения равны между собой, т. е. $\sigma_2 = \sigma_3$. С учетом этого четвертого уравнения В. Г. Березанцевым получено решение дифференциальных уравнений предельного равновесия при осесимметричной загрузке грунтов основания.

8.2. Устойчивость грунтов в основании сооружений

8.2.1. Развитие предельного напряженного состояния в грунте основания жестких штампов

В п. 6 была рассмотрена картина напряженного состояния грунтов в основании при развитии деформаций уплотнения. Кроме того, в п. 6.3.3 отмечено, что под краями жестких штампов происходит концентрация напряжений (см. рис. 6.10). Большие вертикальные напряжения приводят к возникновению предельного напряженного состояния грунта под краями штампов в пределах небольших зон (рис. 8.1, *а*). В этих зонах развиваются пластические деформации (деформации сдвигов). По мере возрастания нагрузки зоны *1* увеличиваются. Однако росту их препятствует горизонтальное сопротивление грунта,

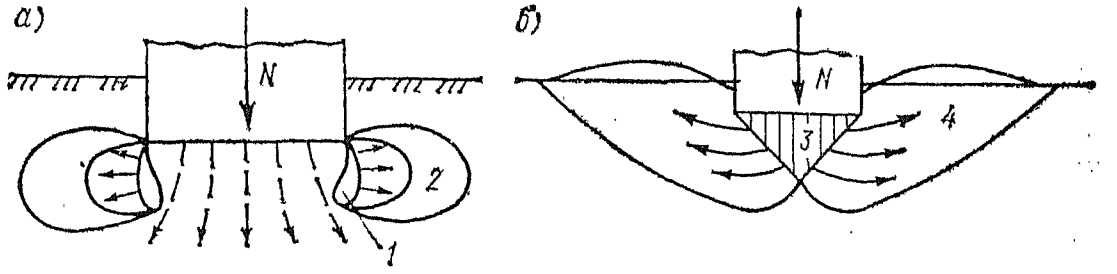


Рис. 8.1. Схемы развития деформаций грунта
а — при возникновении зон сдвигов; *б* — при выпоре грунта из-под фундамента в стороны и вверх

расположенного по сторонам от них, который уплотняется в пределах напряженных зон *2*. Это сопротивление постепенно возрастает до определенной величины, называемой пассивным отпором грунта (см. п. 8.4). Возрастание горизонтального сопротивления грунта приводит к замедлению роста зон сдвигов, хотя и сопровождается все большими деформациями грунта по сторонам от наиболее напряженной зоны основания.

Вследствие перемещения границ зон сдвигов в стороны происходит все большее отклонение кривой, иллюстрирующей зависимость между нагрузкой и осадкой на участке *ABC* (см. рис. 6.1, *б*), от прямой. Поскольку кривая на участке *AB* с некоторым приближением может быть заменена на прямую (как уже отмечалось), при расчетах деформаций уплотнения грунтов в пределах этой фазы обычно зависимость между напряжениями и деформациями принимается линейной. При существенном же развитии зон сдвигов необходимо решение смешанной задачи теорий упругости и пластичности. Главным в этом случае является учет развития областей деформаций уплотнения как под штампом, так и вокруг зон сдвигов (рис. 8.1, *а*).

При слиянии зон сдвигов на некоторой глубине под штампом (рис. 8.1, *б*) образуется уплотненное ядро *3*, а при еще большем загружении в областях *4* возникают непрерывные поверхности скольжения и происходит потеря устойчивости грунтов в основании. Задачей является определение нагрузки, при которой теряется устойчивость грунтов основания. Дополнительное рассмотрение возникновения предельного напряженного состояния в некоторых точках позволяет найти нагрузку, до которой зависимость между напряжениями и деформациями при небольшом развитии зон сдвигов можно принимать линейной.

8.2.2. Критические нагрузки на грунт основания

Как уже было отмечено, под жесткими штампами и фундаментами даже при незначительном их загружении возникают

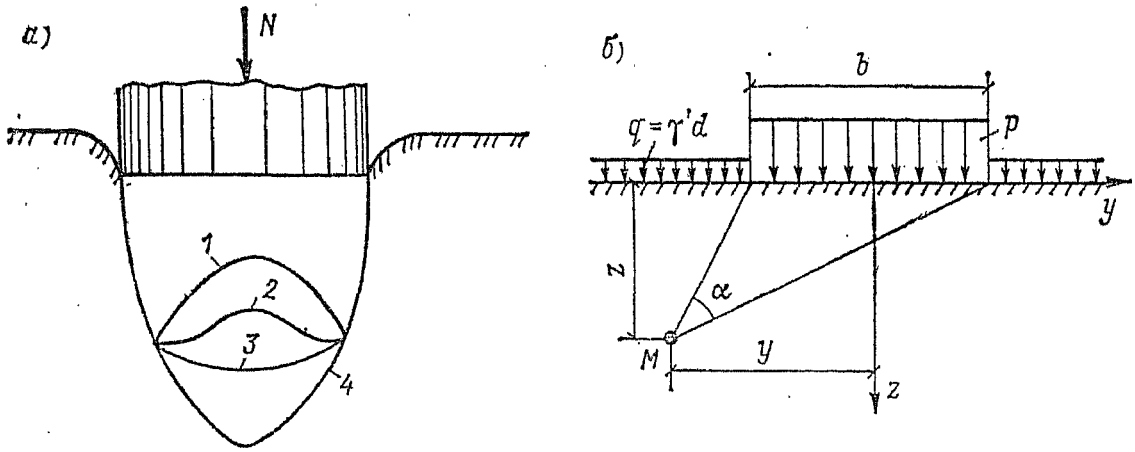


Рис. 8.2. Схема изменения формы эпюры противодавления грунта по подошве жесткого круглого штампа (*а*) и схема полосовой нагрузки (*б*)

небольшие зоны пластических деформаций. Это ведет к перераспределению давления по подошве.

Криволинейное очертание эпюр (*1...4*) реактивных давлений грунта по подошве фундамента или штампа (рис. 8.2) по мере увеличения нагрузки будет меняться от седлообразного вида *1*, видов *2* и *3* до параболического *4*. Точное определение реактивного давления в каждой точке подошвы в настоящее время затруднительно. В связи с этим давление по подошве условно принимают равномерно распределенным при центральной нагрузке и распределенным по трапеции — при внецентренной нагрузке. Для жестких фундаментов промышленных и гражданских сооружений это допущение, как показывает опыт строительства, обеспечивает надежность решения.

Рассмотрим условие возникновения предельного равновесия в некоторых областях под полосовой равномерно распределенной нагрузкой (плоская задача). Пусть в пределах бесконечной полосы (фундамента) действует давление p, по сторонам от которого приложена вертикальная пригрузка $\gamma' d$ (где γ' — удельный вес грунта в пределах глубины заложения фундамента d). Оси координат направлены так, как показано на рис. 8.2, *б*. Примем, согласно п. 6.3.5, шаровым тензор напряжений от действия собственного веса грунта, залегающего ниже подошвы фундамента. Тогда главные напряжения от собственного веса грунта по всем направлениям будут:

$$\sigma_{g1} = \sigma_{g2} = \sigma_{g3} = \gamma' d + \gamma z, \tag{8.4}$$

где γ — удельный вес грунта ниже подошвы фундамента в пределах глубины z.

Рассмотрим условие возникновения предельного напряженного состояния в точке M. Для этого составим выражения для

главных напряжений согласно равенствам (6.7), (7.2) и (8.4):

$$\sigma_1 = (p - \gamma' d)(\alpha + \sin\alpha)/\pi + \gamma' d + \gamma z;$$
$$\sigma_3 = (p - \gamma' d)(\alpha - \sin\alpha)/\pi + \gamma' d + \gamma z. \qquad \text{(а)}$$

Значения σ_1 и σ_3 подставим в выражение (2.28). При этом учтем, что давление связности грунта $p_c = c \cdot \operatorname{ctg}\varphi$. После преобразований из условия предельного равновесия (2.28) найдем координату z точки M (см. рис. 8.2, *б*):

$$z = \frac{p - \gamma' d}{\pi\gamma}\left(\frac{\sin\alpha}{\sin\varphi} - \alpha\right) - \frac{c}{\gamma}\operatorname{ctg}\varphi - d. \qquad \text{(б)}$$

Максимальную глубину зоны сдвигов (пластических деформаций) z_{max} определим, взяв производную z по α и приравняв ее к нулю:

$$\frac{dz}{d\alpha} = \frac{p - \gamma' d}{\pi\gamma}\left(\frac{\cos\alpha}{\sin\varphi} - 1\right) = 0.$$

Это уравнение удовлетворяется, когда $\cos\alpha = \sin\varphi$. Из тригонометрии известно, что $\cos\alpha = \sin(\pi/2 - \alpha)$. Следовательно, $\varphi = (\pi/2) - \alpha$, откуда $\alpha = \pi/2 - \varphi$.

Подставив полученное значение α в выражение (б) и решив его относительно p, получим давление, при котором на глубине z_{max} возникает предельное напряженное состояние. Это будет критическое давление p_{cr} для глубины z_{max}, так как развивающиеся зоны предельного напряженного состояния достигают этой глубины:

$$p_{cr} = \frac{\pi(\gamma z_{max} + \gamma' d + c \cdot \operatorname{ctg}\varphi)}{\operatorname{ctg}\varphi + \varphi - \pi/2} + \gamma' d. \qquad \text{(в)}$$

Выражение (в) позволяет найти критическое давление, при котором предельное напряженное состояние возникает лишь в точках, расположенных под краями полосовой нагрузки, т. е. для случая $z_{max} = 0$. Исходя из этого, Н. П. Пузыревский получил формулу, которую О. Фрелих развил и привел к виду для определения начального критического давления с учетом величины сцепления грунта:

$$p^b_{cr} = \frac{\pi(\gamma d + c \cdot \operatorname{ctg}\varphi)}{\operatorname{ctg}\varphi + \varphi - \pi/2} + \gamma' d. \qquad (8.5)$$

Определять по этой формуле давление p, при котором во всех точках основания, за исключением точек, расположенных под краями фундамента, отсутствуют деформации сдвигов, весьма заманчиво. Однако это не соответствует фактическому положению, так как под краями фундаментов, обладающих жесткостью, концентрируются напряжения и, следовательно, при среднем давлении p^b_{cr} в некоторой зоне неизбежно возникнут деформации сдвигов. К тому же, как показал опыт строительства, даже при давлениях, больших p^b_{cr}, некоторое развитие зон

сдвигов почти не вызывает нарушения приблизительно линейной зависимости между напряжениями и деформациями. В связи с этим обычно допускается развитие зон сдвигов в глубину на $0{,}25b$ (где b — ширина подошвы фундамента). Нетрудно найти условную критическую нагрузку при указанном развитии зон сдвигов:

$$p_{cr}^{c} = \frac{\pi\,(0{,}25\gamma b + \gamma' d + c \cdot \operatorname{ctg}\varphi)}{\operatorname{ctg}\varphi + \varphi - \pi/2} + \gamma' d.$$

Это выражение можно привести к виду:

$$p_{cr1} = M_\gamma \gamma b + M_q \gamma' d + M_c c, \qquad (8.6)$$

где $M_\gamma = \dfrac{0{,}25\pi}{\operatorname{ctg}\varphi + \varphi - \pi/2}$; $M_q = \dfrac{\pi}{\operatorname{ctg}\varphi + \varphi - \pi/2} + 1$; $M_c = \dfrac{\pi \cdot \operatorname{ctg}\varphi}{\operatorname{ctg}\varphi + \varphi - \pi/2}$ коэффициенты несущей способности (значения коэффициентов M_γ, M_q, M_c приведены в табл. 9.2).

Учитывая, что при малосжимаемых грунтах и жестких зданиях допустимо большее развитие зон сдвигов, СНиП 2.02.01—83 рекомендует определять расчетное сопротивление грунта R по формуле (8.6) с введением в нее коэффициентов условий работы и надежности (см. формулу (9.11)).

Для пылевато-глинистых грунтов, обладающих малым значением угла внутреннего трения, особенно в условиях незавершенной консолидации, можно принять $\varphi \approx 0$. В таком случае грунт рассматривают как идеально связное тело, для которого условие предельного равновесия записывается в виде:

$$\tau_{max} = (\sigma_1 - \sigma_3)/2 \leqslant c.$$

Следовательно

$$\sigma_1 - \sigma_3 \leqslant 2c.$$

Подставим в это выражение значения σ_1 и σ_3 из формул (а) при $z = 0$. Тогда для случая предельного состояния при максимальном значении $\sin\alpha = 1$ (см. рис. 8.2, *б*) получим

$$p_{cr}^{b} = \pi c + \gamma' d.$$

Это выражение соответствует возникновению предельного напряженного состояния только в отдельных точках без развития зон сдвигов.

8.2.3. Предельная нагрузка на грунт

По мере увеличения давления (больше p_{cr}^{b}) под краями равномерно распределенной полосовой нагрузки будут развиваться зоны сдвигов. Поскольку эти зоны имеют замкнутую форму (см. рис. 8.1, *а*), развитию деформаций сдвигов в них будет оказывать сопротивление окружающий грунт, обладающий свойством уплотняться. В связи с этим наружные границы

зон сдвигов будут перемещаться преимущественно в стороны от полосовой нагрузки и частично вверх.

По мере перемещения границ зон сдвигов грунт, расположенный по сторонам от них, уплотняясь, будет оказывать все большее сопротивление этому перемещению. Возникает вопрос, при каком сопротивлении грунта в нем разовьется предельное напряженное состояние? Очевидно, это состояние должно характеризоваться условием (2.27) или (2.28). Непосредственно под вертикальной нагрузкой p большее главное напряжение σ_1 будет направлено вертикально; при развитии зон пластических деформаций в качестве нагрузки можно рассматривать преимущественно горизонтальное давление со стороны указанных зон. В связи с этим по сторонам от зон пластических деформаций большее главное напряжение σ_1 будет иметь практически горизонтальное направление (см. рис. 8.1). Следовательно, если за пределами площади загружения внешней нагрузки вертикальное главное напряжение $\sigma_3 \approx \gamma' d$, то, согласно выражению (8.1),

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_3}{\operatorname{tg}^2 (45^\circ - \varphi/2)} = \gamma' d \operatorname{tg}^2 (45^\circ + \varphi/2). \qquad (8.7)$$

Таким образом, горизонтальное напряжение σ_1 при развитии зон пластических деформаций увеличивается от величины $\xi\gamma' d$ (см. формулу (2.7)) до величины, устанавливаемой по формуле (8.7). В песках это расхождение может отличаться в 10 раз и более. Нагрузку, при которой зоны пластических деформаций, возникая под краями, сливаются в основании по оси полосы загружения, нельзя считать предельной. Чтобы произошел выпор грунта под действием равномерно распределенной нагрузки в стороны и вверх, необходимо образование непрерывных поверхностей скольжения, выходящих на поверхность грунта.

Приняв, что ниже подошвы фундамента залегает невесомый грунт ($\gamma = 0$), можно построить поверхности скольжения при полосовой равномерно распределенной нагрузке исходя из того, что они отклонены от направления наибольшего главного напряжения σ_1 на угол $45^\circ - \varphi/2$ (см. формулу (2.29)). В таком случае, непосредственно под нагрузкой, где σ_1 действует в вертикальном направлении, два семейства пересекающихся поверхностей скольжения образуют в зоне OAB вертикальные ромбы (рис. 8.3). В зоне OBC, как доказано Прандтлем и Рейснером, одно семейство поверхностей скольжения образует лучи, расходящиеся из точки O, другое — логарифмические спирали. Далее в зоне OCD образуются также ромбы, но горизонтальные, так как здесь наибольшее главное напряжение направлено горизонтально.

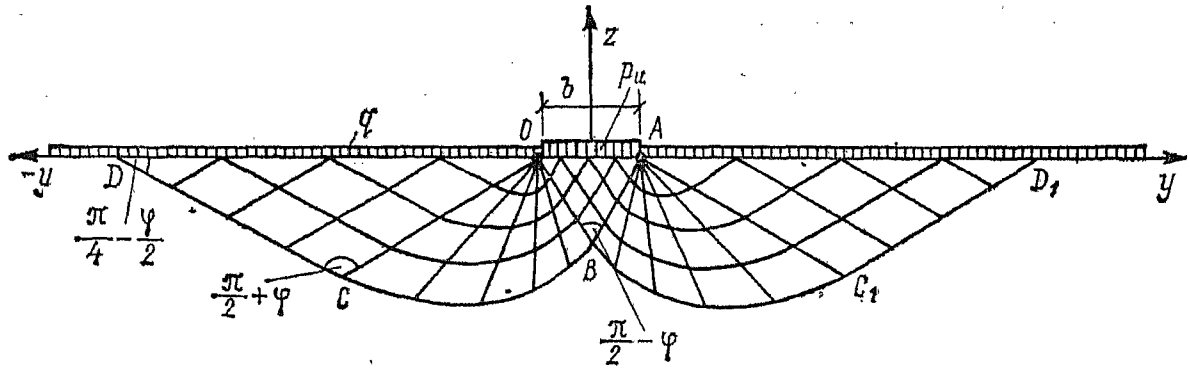


Рис. 8.3. Два семейства линий скольжения при предельной полосовой нагрузке (при $\gamma = 0$)

Задача о предельном напряженном состоянии грунтов в основании может быть решена в двух случаях: 1) дана пригрузка $q = \gamma' d$, надо найти предельное значение интенсивности полосовой нагрузки $p_{u.\,st}$, соответствующей предельному напряженному состоянию; 2) дана интенсивность нагрузки, надо найти пригрузку, при которой в основании возникает предельное напряженное состояние.

При учете собственного веса грунта построение поверхностей скольжения в зонах предельного равновесия усложняется. Оно делается еще более сложным при учете жесткости фундамента и трения грунта о его подошву. Для полосовой нагрузки эта задача решена В. В. Соколовским, для осесимметричной нагрузки — В. Г. Березанцевым. Кроме того, В. Г. Березанцев рекомендует учитывать вследствие трения грунта о подошву фундамента перемещение расположенного под ним уплотненного ядра грунта в виде прямоугольного треугольника. Тогда очертание обертывающих поверхностей скольжения под жестким круглым фундаментом будет соответствовать схеме, изображенной на рис. 8.4. Вопросу образования уплотненного ядра под фундаментом уделили много внимания М. И. Горбунов-Посадов, М. В. Малышев и др.

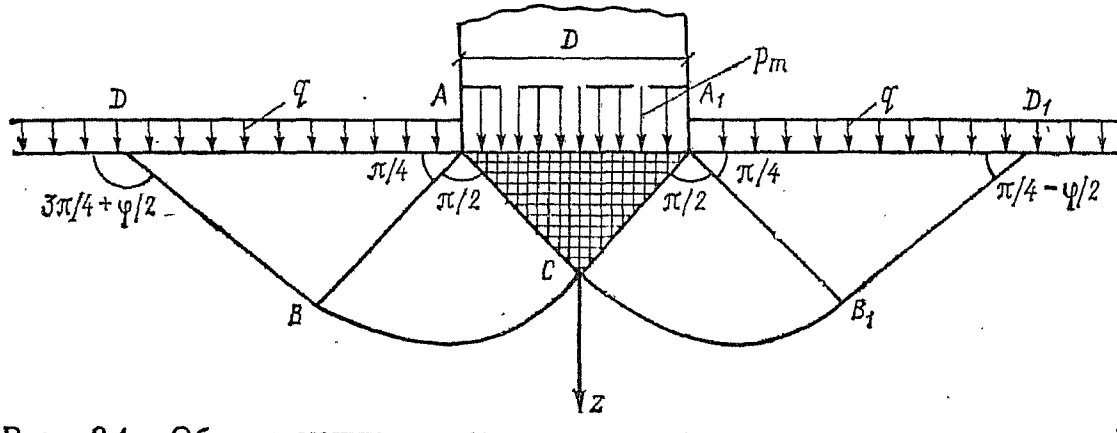


Рис. 8.4. Обертывающие поверхности скольжения для осесимметричной задачи

Таблица 8.1. **Значения коэффициентов несущей способности с учетом собственного веса грунта и уплотненного ядра**

φ, град	При полосовой нагрузке			При круглом фундаменте		
	$N_{\gamma\ st}$	$N_{q.\ st}$	$Nc.\ st$	$N_{\gamma c}$	$N_{q.\ c}$	$N_{c.\ c}$
16	3,4	4,4	11,7	4,1	4,5	12,8
18	4,6	5,3	13,2	5,7	6,5	16,8
20	6,0	6,5	15,1	7,3	8,5	20,9
22	7,6	8,0	17,2	9,9	10,8	24,6
24	9,8	9,8	19,8	14,0	14,1	29,9
26	13,6	12,3	23,2	18,9	18,6	36,4
28	16,0	15,0	25,8	25,3	24,8	45,0
30	21,6	19,3	31,5	34,6	32,8	55,4
32	28,6	24,7	38,0	48,8	45,5	71,5
34	39,6	32,6	47,0	69,2	64,0	93,6
36	52,4	41,5	55,7	97,2	87,6	120,0
38	74,8	54,8	70,0	142,5	127,0	161,0
40	100,2	72,0	84,7	216,0	185,0	219,0
42	154,6	98,7	108,7	317,0	270,0	300,0
44	220,6	137,2	141,2	—	—	—
46	319,2	195,0	187,5	—	—	—

При центральном загружении среднее предельное давление по подошве жестких фундаментов с учетом возникновения под ними уплотненного ядра находят по формулам:

при полосовой нагрузке

$$p_{u.\ st} = N_{\gamma st}\gamma b/2 + N_{q.\ st}\gamma' d + N_{c.\ st}c; \tag{8.8}$$

при круглом фундаменте

$$p_{u.\ c} = N_{\gamma c}\gamma D/2 + N_{q.\ c}\gamma' d + N_{c.\ c}c, \tag{8.9}$$

где N с соответствующими индексами — коэффициенты несущей способности (принимаются по табл. 8.1 в зависимости от угла внутреннего трения φ), γ и γ' — средний удельный вес грунта соответственно ниже и выше подошвы фундамента; b — ширина ленточного фундамента; D — диаметр круглого фундамента; d — глубина заложения подошвы фундамента относительно планировочной отметки; c — удельное сцепление.

При давлении $p_{u.\ st}$ или $p_{u.\ c}$ под фундаментами возникает предельное напряженное состояние. Превышение указанных значений давления может привести к выпору грунта по поверхностям скольжения. В случае пылевато-глинистых грунтов, обладающих малым углом внутреннего трения, часто принимают $\varphi = 0$. Тогда при полосовой равномерно распределенной нагрузке, по Прандтлю,

$$p_{u.\ st} = 5{,}14c + \gamma' d, \tag{8.10}$$

а при круглом фундаменте, по А. Ю. Ишлинскому,

$$p_{u.\ c} = 5{,}7c + \gamma' d. \tag{8.11}$$

Формулами (8.8)...(8.11) можно пользоваться, когда гарантировано осевое приложение нагрузки. При эксцентриситете устойчивость фундаментов резко снижается. В случае действия наклонной и эксцентричной нагрузки применяют специальные решения. Жесткость фундаментов в этом случае учитывают приближенно по методам В. С. Христофорова, М. Ш. Минцковского или Е. Захареску.

Определение предельного давления по формулам (8.10) и (8.11) при небольших глубинах заложения фундамента ($d : b \leqslant \leqslant 0{,}5$) дает значения $p_{u.\,st}$ и $p_{u.\,c}$, близкие к полученным опытным путем. Формулы же (8.8) и (8.9) приводят, как правило, к заниженным значениям $p_{u.\,st}$ и $p_{u.\,c}$. В связи с этим необходимы дальнейшие исследования.

8.3. Устойчивость грунтов в откосах

8.3.1. Основные виды нарушения устойчивости откосов

При разработке котлованов, вертикальной планировке площадок с уступами, устройстве выемок и насыпей, возведении сооружений на склонах и в ряде других случаев приходится оценивать устойчивость массивов грунтов в откосах. Устройство пологих откосов резко удорожает строительство. Крутые откосы могут привести к авариям. Задачей является отыскание оптимальной крутизны откоса.

Основными причинами потери устойчивости откосов являются:

устранение естественной опоры массива грунта вследствие разработки котлованов, траншей, подмыва откоса и т. п.;

увеличение внешней нагрузки на откос (возведение сооружений или складирование материалов на откосе или вблизи его бровки);

устройство недопустимо крутого откоса;

увеличение удельного веса грунта в призме обрушения в результате заполнения водой его пор (в случае грунта, не полностью насыщенного водой);

влияние взвешивающего действия воды на грунты в основании;

увеличение гидродинамического давления воды, выходящей через поверхность откоса;

снижение сцепления и трения грунта при его увлажнении, которое часто обусловлено поднятием уровня подземных вод, а также при разрыхлении вследствие промерзания и оттаивания;

динамические воздействия при движении транспорта, забивке свай, проявлении сейсмических сил и др.

Нарушение устойчивости откосов часто является результатом нескольких причин. При расчетах устойчивости откосов необходимо оценивать вероятные изменения условий существования грунтов в откосах в течение всего периода их эксплуатации и своевременно принимать меры по исключению возможного уменьшения коэффициента надежности по устойчивости.

8.3.2. Устойчивость откоса грунта, обладающего только трением

Рассмотрим устойчивость частиц идеально сыпучего грунта, слагающего откос. Для этого составим уравнения равновесия твердой частицы A, которая лежит на поверхности откоса (рис. 8.5, $а$). Вес F этой частицы разложим на две составляющие: N, нормальную к поверхности откоса, и T, касательную к ней. Кроме того, на частицу действует сила трения T'. В таком случае

$$N = F\cos\alpha; \quad T = F\sin\alpha; \quad T' = fN,$$

где f — коэффициент трения частицы грунта по грунту, равный тангенсу угла внутреннего трения ($f = \operatorname{tg}\varphi$).

Составим уравнение проекций сил на направление поверхности откоса BC в условиях предельного равновесия:

$$F\sin\alpha - F\cos\alpha\operatorname{tg}\varphi = 0.$$

Отсюда получим, что в этих условиях

$$\operatorname{tg}\alpha = \operatorname{tg}\varphi \quad \text{или} \quad \alpha = \varphi.$$

Следовательно, предельный угол откоса сыпучего грунта равен его углу внутреннего трения. Иногда этот угол называют углом естественного откоса (это понятие относится только к сыпучим грунтам).

Для обеспечения устойчивости откоса сила, удерживающая частицу A, должна быть больше сдвигающих сил. Обозначим

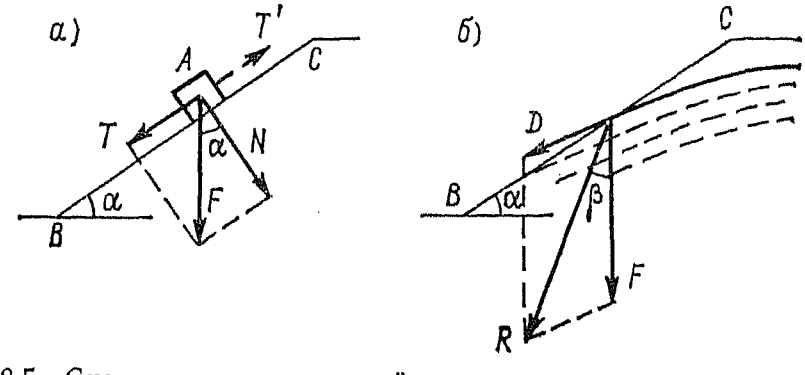


Рис. 8.5. Схемы к расчету устойчивости откосов сыпучего грунта
$а$ — сухого; $б$ — фильтрующего воду

коэффициент надежности γ_n. Тогда

$$\gamma_n \operatorname{tg} \alpha \leqslant \operatorname{tg} \varphi_I. \tag{8.12}$$

Обычно γ_n принимают равным 1,1...1,2 в зависимости от класса сооружения; при этом расчетный угол внутреннего трения φ_I определяют с учетом неоднородности грунта.

Гидродинамическое давление подземной воды учитывают путем расчета фильтрационного потока, выходящего через поверхность откоса. Рассчитывают поверхность депрессионной кривой и положение касательной к ней в точке выхода воды через поверхность откоса. По направлению касательной откладывают силу гидродинамического давления D (рис. 8.5, *б*). Из гидравлики известно, что интенсивность гидродинамического давления на единицу поперечного сечения пористого тела составляет:

$$D = \gamma_w n i,$$

где γ_w — удельный вес воды; n — пористость грунта; i — градиент напора.

В точке выхода воды через поверхность откоса действуют силы D и F (рис. 8.5, *б*), которые приводятся к равнодействующей R. Сила R отклонена от вертикали на угол β. Это равносильно повороту откоса, показанного на рис. 8.5, *а*, на угол β. В таком случае устойчивый угол откоса находят из условия

$$\gamma_n \operatorname{tg} \alpha \leqslant \operatorname{tg} (\varphi_I - \beta). \tag{8.13}$$

8.3.3. Устойчивость вертикального откоса грунта, обладающего только сцеплением

Пылевато-глинистые грунты часто обладают очень малым углом внутреннего трения, который при приближенном решении задач можно не учитывать. В то же время эти грунты имеют сцепление, благодаря которому могут удерживать вертикальный откос. Для строителей при рытье котлованов важно знать, на какую глубину можно разрабатывать грунт с вертикальным откосом.

Рассмотрим для такого грунта устойчивость вертикального откоса AB высотой h (рис. 8.6). Проведем след AC возможной поверхности обрушения в виде плоскости под углом ω к горизонту, так как наименьшей площадью такой поверхности между точками A и C будет обладать плоскость. По всей этой плоскости будут действовать удельные

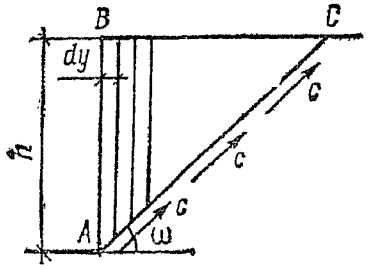


Рис. 8.6. Схема к расчету устойчивости откоса грунта, обладающего только сцеплением ($\varphi = 0$)

силы сцепления c. Разобьем призму обрушения ABC на вертикальные элементы толщиной dy (рис. 8.6). Так как элементы сползают одновременно по поверхности AC, взаимодействие между ними не учитываем. Рассмотрим интенсивность сдвигающей силы в точке A. Вес крайнего элемента толщиной dy (без учета второй степени малости) будет $dF = \gamma h \cdot 1 \cdot dy$, и сдвигающая сила по наклонной площадке составляет

$$dT = \gamma h \sin \omega \cdot 1 \cdot dy,$$

где γ — удельный вес грунта; 1 — размер призмы, перпендикулярный плоскости чертежа, который в дальнейших задачах везде опускаем.

Удерживающая сила на этом участке обусловлена только удельной силой сцепления

$$dT' = (c/\cos \omega)\, dy.$$

В таком случае коэффициент надежности на участке

$$\gamma_n = \frac{dT'}{dT} = \frac{c\, dy}{\cos \omega \cdot \gamma h \sin \omega \cdot dy} = \frac{2c}{\gamma h \sin 2\omega}.$$

Наименьшее значение γ_n будет при наибольшей величине $\sin 2\omega$, которая может достигнуть единицы при $2\omega = 90°$. Значит худшие условия устойчивости будут при $\omega = 45°$. В таком случае при $\gamma_n = 1$, т. е. в условиях предельного равновесия, высота вертикального откоса

$$h = 2c/\gamma. \qquad (8.14)$$

В данном случае h — максимально возможная высота откоса.

Для получения устойчивого откоса обычно снижают сцепление, принимая его расчетное значение c_1, учитывающее неоднородность грунта. Кроме того, вводят коэффициент надежности γ_n в пределах 1,1...1,2. Тогда $h = 2c_1/\gamma\gamma_n$.

Грунт откоса подвергается метеорологическим воздействиям, которые могут снижать сцепление. В связи с этим незащищенный вертикальный откос может существовать лишь непродолжительное время.

8.3.4. Устойчивость откосов по теории предельного равновесия

Теория предельного равновесия грунтов, развитая В. В. Соколовским, позволяет решать задачи двух типов: 1) задан откос, определяется интенсивность внешней нагрузки на верхней горизонтальной поверхности грунта; 2) задана интенсивность нагрузки на верхней горизонтальной поверхности грунта, определяется равноустойчивое очертание откоса, т. е. такое, при котором предельное напряженное состояние возникает во всех точках откоса. При сложном очертании откоса и слоистом

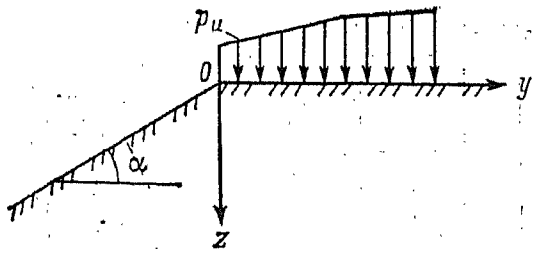


Рис. 8.7. Схема к расчету устойчивости плоского откоса по теории предельного равновесия

залегании грунтов задача решается с помощью машинного счёта.

При однородных грунтах и плоском откосе (рис. 8.7) задача первого типа решена в безразмерных величинах $\bar{p}$ (табл. 8.2), которые вычислены В. В. Соколовским.

Зная $\bar{p}$, находят предельную нагрузку на верхней горизонтальной поверхности откоса:

$$p_u = \bar{p}c + c \cdot \operatorname{ctg} \varphi. \qquad (8.15)$$

Задача второго типа решена также В. В. Соколовским для случая, когда на верхней горизонтальной поверхности откоса распределена равномерная нагрузка

$$p_0 = (2c \cdot \cos \varphi)/(1 - \sin \varphi) \qquad (а)$$

и надо найти равноустойчивый откос.

Очертания равноустойчивых откосов в безразмерных координатах показаны на рис. 8.8. Для нахождения действительного очертания равноустойчивого откоса определяют z и y:

$$z = c\bar{z}/\gamma; \quad y = c\bar{y}/\gamma. \qquad (б)$$

Если рассматривать нагрузку p_0 как давление грунта с вертикальным откосом, приняв $p_0 = \gamma h$, то из выражения (а) можно получить

$$h = (2c \cdot \cos \varphi)/[(1 - \sin \varphi)\gamma]. \qquad (в)$$

Таблица 8.2. **Безразмерные величины $\bar{p}$ для определения предельного давления на верхнюю горизонтальную поверхность откоса**

$\bar{y}$	При φ град											
	10		20			30			40			
	При α, град											
	0	10	0	10	20	10	20	30	10	20	30	40
0	8,34	7,51	14,8	12,7	10,9	24,3	19,6	15,7	55,9	41,4	30,6	22,5
1	9,64	8,26	20,6	16,6	13,1	39,8	28,8	20,3	126,0	81,1	50,9	31,0
2	10,80	8,95	25,4	19,9	15,0	52,9	36,7	24,2	186,0	115,0	68,4	38,1
3	11,80	9,59	29,8	23,0	16,7	65,1	44,1	27,8	243,0	148,0	84,9	44,4
4	12,80	10,20	34,0	25,8	18,3	76,8	51,2	31,1	299,0	179,0	101,0	50,4
5	13,70	10,80	38,0	28,7	19,9	88,3	58,1	34,3	354,0	211,0	117,0	56,2
6	14,50	11,30	41,8	31,4	21,4	99,6	65,0	37,4	409,0	241,0	132,0	61,7

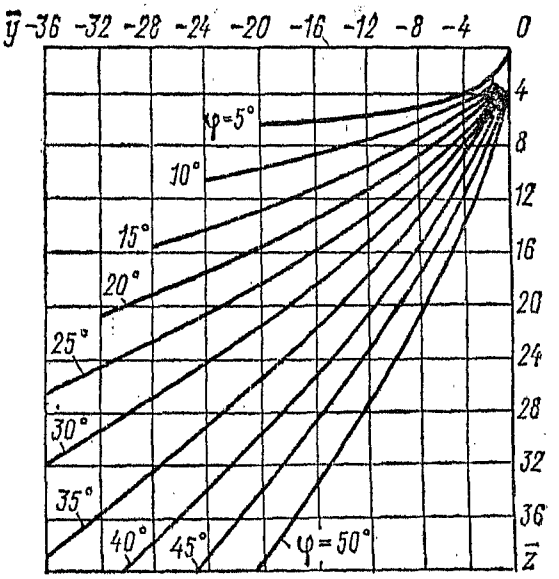


Рис. 8.8. Очертания равноустойчивых откосов в безразмерных координатах

При $\varphi = 0$ (идеально связный грунт) выражение (в) превращается в (8.14). Таким образом, точное решение подтверждает выражение, полученное элементарным путем.

8.3.5. Приближенный метод круглоцилиндрических поверхностей скольжения

Обследования многих оползней показали, что в однородных грунтах, обладающих трением и сцеплением, оползни вращения развиваются в результате смещения массивов грунта по поверхности, близкой к круглоцилиндрической. Поверочные расчеты откосов с уже происшедшими оползнями свидетельствуют, что метод круглоцилиндрических поверхностей скольжения дает некоторый запас.

Сущность применения этого метода сводится к следующему. Задаются центром вращения O откоса AB (рис. 8.9). Проводят след круглоцилиндрической поверхности радиусом R через точку A. Призму обрушения ABC делят вертикальными плоскостями на n отсеков. Суммируют силу тяжести каждого отсека с его внешней нагрузкой и сносят равнодействующую на поверхность скольжения. Эту силу F_i для каждого отсека раскладывают на две составляющие: N_i, действующую нормально к заданной поверхности скольжения, и T_i, касательную к этой поверхности. Кроме того, учитывают сцепление грунта по всей поверхности скольжения. Коэффициент надежности определяют как

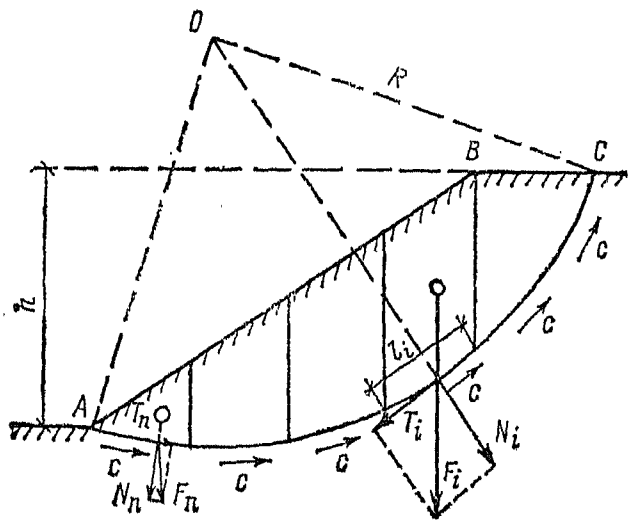


Рис. 8.9. Схема к расчету устойчивости откоса методом круглоцилиндрической поверхности скольжения

отношение момента удерживающих сил к моменту сдвигающих сил. Если в этом выражении сократить R, то получим

$$\gamma_n = \frac{M_{rt}}{M_s} = \left(\sum_{i=1}^{n} N_i f_i + \sum_{i=1}^{n} c_i l_i + \sum_{i=j}^{n} T_{i.\,rt}\right) \Big/ \sum_{i=1}^{j} T_{i.\,s}, \qquad (8.16)$$

где f_i, c_i — соответственно коэффициент внутреннего трения и удельное сцепление на i-м участке поверхности скольжения; l_i — длина дуги поверхности скольжения на i-м участке; $T_{i.\,rt}$ — касательная составляющая, направленная против движения призмы обрушения; $T_{i.\,s}$ — касательная составляющая, направленная по ходу движения призмы обрушения; j — число отсеков, приводящих к сдвигающим силам $T_{i.\,s}$.

Через точку A можно провести бесконечное множество круглоцилиндрических поверхностей. Нас же при расчете интересует минимальное значение коэффициента надежности, которое должно быть больше единицы. В связи с этим надо задаться системой точек O и в пределах поля размещения найти такую точку, относительно которой коэффициент надежности будет минимален. Для этого с достаточным приближением можно применить следующий прием.

Из верхней точки откоса B проводят наклонную линию под углом 36° к горизонту (рис. 8.10), на которой располагают точки O_1, O_2, O_3, O_4 на расстояниях, указанных на рис. 8.10, где $m = \operatorname{ctg}\alpha$. Эти точки принимают в качестве центров вращения. Затем проводят следы круглоцилиндрических поверхностей скольжения AC_1, AC_2, AC_3, AC_4 и для каждой такой поверхности вычисляют значение коэффициента надежности по формуле (8.16). После этого откладывают в некотором масштабе значения $a_1 = \gamma_{n1} - 1$; $a_2 = \gamma_{n2} - 1$; $a_3 = \gamma_{n3} - 1$ и $a_4 = \gamma_{n4} - 1$ в

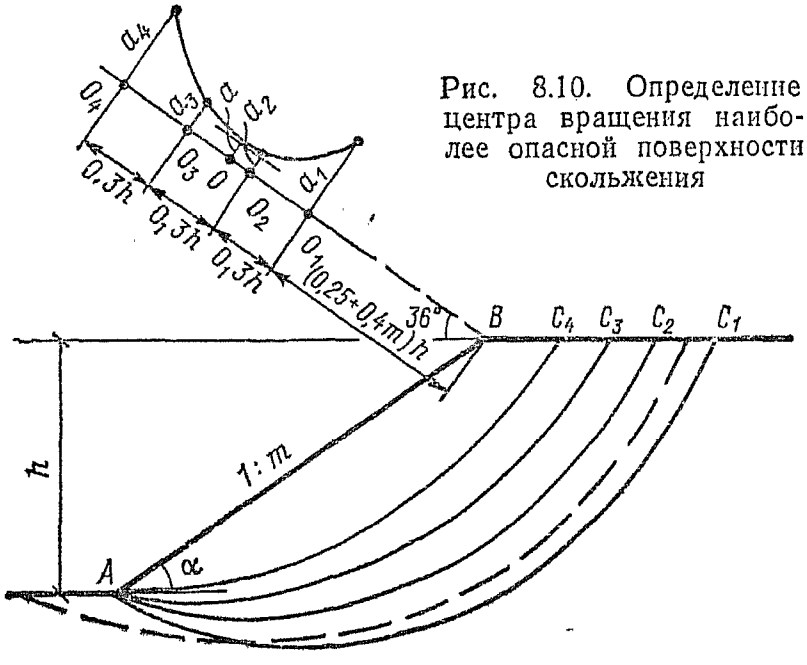


Рис. 8.10. Определение центра вращения наиболее опасной поверхности скольжения

виде отрезков, перпендикулярных линии BO_4 в соответствующих точках. Через концы этих отрезков строят плавную кривую, к которой проводят касательную, параллельную линии BO_4, и точку касания проектируют на линию BO_4. Для полученной точки O делают пятое построение, аналогичное показанному на рис. 8.9, и по формуле (8.16) находят минимальное значение коэффициента безопасности, которое должно быть не менее 1,1...1,2 в зависимости от класса сооружения.

Если в основании откоса залегают относительно слабые грунты с углом внутреннего трения менее 10°, необходимо дополнительно рассматривать возможность потери устойчивости по круглоцилиндрической поверхности, указанной пунктиром на рис. 8.10, с выпиранием грунтов основания откоса.

8.3.6. Устойчивость прислоненных откосов

Устойчивость прислоненного откоса определяется, если можно наметить вероятный сдвиг масс грунта по ломаной поверхности скольжения (рис. 8.11). Оползающий массив грунта разбивают вертикальными плоскостями на ряд отсеков и рассматривают силы, действующие на каждый из них, начиная сверху вниз.

При рассмотрении i-го отсека учитывают приложенную к нему внешнюю нагрузку и силу тяжести (вес) грунта отсека, сумму которых F_i раскладывают на два направления: перпендикулярное плоскости сдвига этого отсека по основанию и параллельное ей. Нормальная сила N_i позволяет учесть силы трения по основанию A_iB_i. Кроме того, учитывают сцепление грунта при сдвиге по этой плоскости. Дополнительно на отсек действуют неуравновешенное оползневое давление от вышележа-

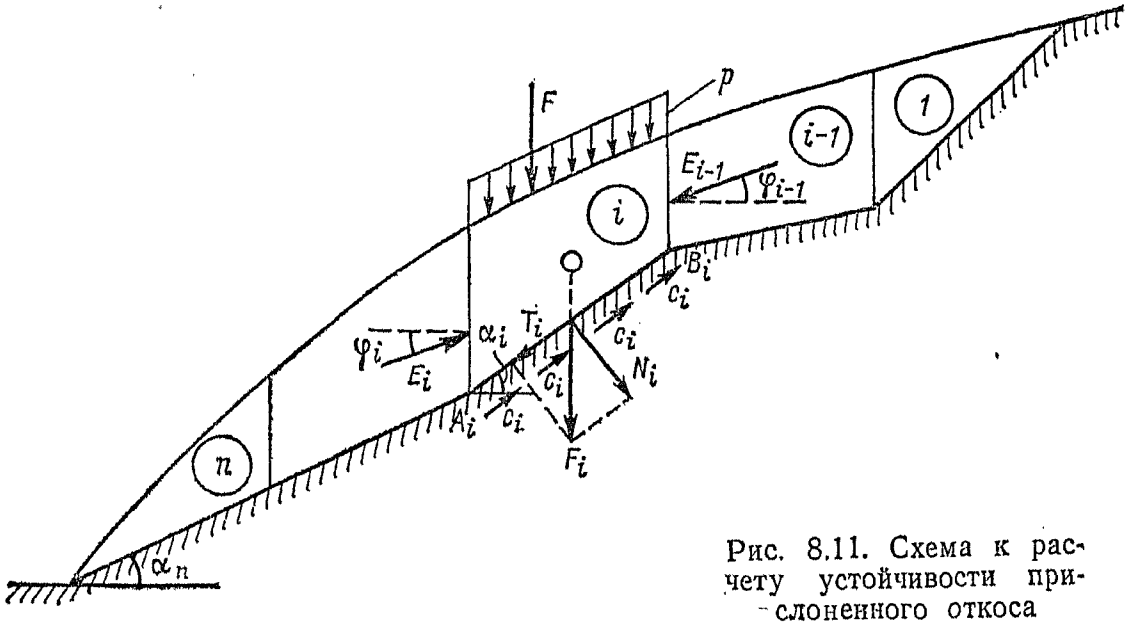


Рис. 8.11. Схема к расчету устойчивости прислоненного откоса

щих отсеков E_{i-1} и неизвестное оползневое давление на нижележащие отсеки E_i. Рассмотрение уравнений равновесия (сумм проекций всех сил на направление A_iB_i и нормаль к этому направлению) позволяет найти значение оползневого давления E_i, передаваемого на следующий отсек. Расчет начинают с первого отсека, для которого $E_{i-1} = 0$. Переходя от отсека к отсеку, достигают последнего отсека n, который должен быть устойчивым при $E_n \leqslant 0$.

Чтобы откос имел определенный запас устойчивости, сдвигающие силы от собственного веса и внешних нагрузок увеличивают на коэффициент надежности γ_n.

При расчете устойчивости откосов по круглоцилиндрическим поверхностям и прислоненных откосов можно учитывать слоистость и даже линзообразность залегания отдельных грунтов, фильтрационное давление потока подземных вод и сейсмические воздействия.

8.3.7. Меры борьбы с оползнями

Вопрос о принятии мер по увеличению устойчивости откосов обычно возникает при нарушении или возможности нарушения их устойчивости по причинам, указанным в п. 8.3.1.

До проведения каких-либо мероприятий, обычно дорогих, по увеличению устойчивости существующих откосов необходимо тщательное инженерно-геологическое обследование района возможного оползня с бурением глубоких скважин. Обследованием устанавливаются напластование и свойства грунтов, режим подземных грунтовых вод, зависимость его от климатических особенностей района и от влияния застройки территории. Определяют также причины, которые могут повлечь развитие оползня. Затем приступают к разработке мероприятий.

Основной мерой по увеличению устойчивости откосов обычно является снижение влажности грунтов и исключение гидродинамического и гидростатического давлений. С этой целью регулируют сток поверхностных вод, проводят дренирование подземных вод (глубокими дренами, штольнями, туннелями, колодцами) и другие мероприятия.

Радикальной мерой повышения устойчивости откоса является устранение причин увеличения его крутизны при разработке траншей, котлованов и размыве основания и нижней части откоса. При разработке траншей и котлованов следует немедленно ставить прочные распорки, которые могли бы передавать оползневое давление на противоположную стенку траншеи (котлована). Необходимо устранять возможность размыва потоком воды основания откоса. Иногда производят уположение откосов.

При небольшой глубине возможного оползня в пределах откоса располагают набивные сваи, которые заделывают в нижележащем прочном неподвижном грунте, или устраивают подпорные стенки и другие оградительные сооружения.

8.4 Определение давления грунта на подпорные стенки

8.4.1. Понятие об активном давлении и пассивном отпоре грунта и о поверхностях скольжения

Когда устойчивость откоса требуемой крутизны не обеспечивается, а уположить откос нельзя, для его поддержания приходится устраивать подпорные стенки. Последние, поддерживая грунт, испытывают с его стороны давление, которое называется активным давлением.

Рассмотрим подпорную стенку, возведенную на мягких грунтах (рис. 8.12, *а*). Она поддерживает расположенный за ней грунт, который, перемещаясь по поверхности скольжения AC, стремится сдвинуть и повернуть стенку. При небольшом смещении подпорной стенки в призме обрушения ABC наступает предельное равновесие, при котором и будет проявляться активное давление грунта на подпорную стенку.

Так как подпорная стенка заглублена в грунт, ее смещение сопровождается развитием давления на грунт в пределах участка $A'B'$. По мере перемещения низа подпорной стенки (ее фундамента) сопротивление грунта будет возрастать до тех пор, пока в пределах призмы выпирания $A'B'C'$ не возникнет предельное напряженное состояние, при котором сопротивление грунта максимально. Это максимальное сопротивление грунта, когда на него давит элемент сооружения, называется пассивным отпором (или пассивным давлением грунта).

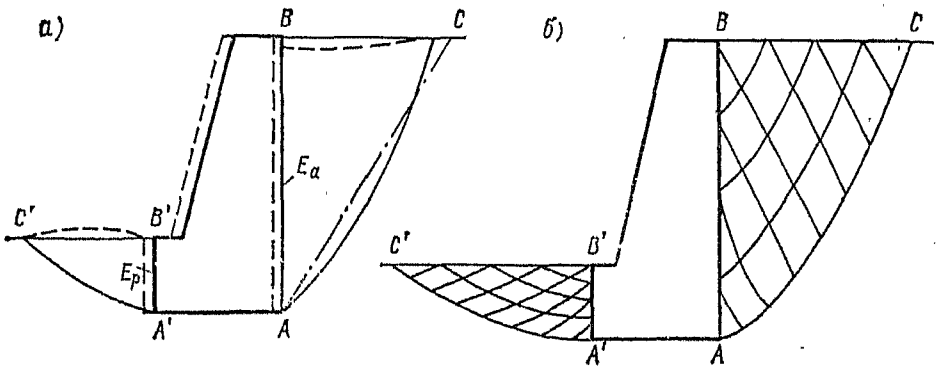


Рис. 8.12. Схема развития активного E_a и пассивного E_p давлений грунта на подпорную стенку (*а*) и семейство поверхностей скольжения при активном и пассивном давлении грунта на подпорную стенку (*б*)

Таким образом, активное давление и пассивный отпор соответствуют двум крайним случаям предельного напряженного состояния массива грунта у подпорной стенки при ее подвижке (перемещении). Иногда интересуются давлением покоя, возникающим в массиве грунта, когда грунт не испытывает горизонтальных перемещений. Это давление обычно определяется с помощью стабилометров и компрессионных приборов путем измерения горизонтальных напряжений.

В призме обрушения за подпорной стенкой при активном давлении грунта наибольшее главное напряжение имеет преимущественно вертикальное направление (отклонение от вертикали возникает от действия трения грунта о стенку), при пассивном отпоре — преимущественно горизонтальное направление. Это обусловливает направления поверхностей скольжения в призмах обрушения и выпирания (рис. 8.12, *б*). Искривление поверхностей скольжения около подпорной стенки объясняется трением грунта о стенку.

Поскольку в пределах призмы обрушения *ABC* возникает предельное равновесие, задача по определению активного давления грунта на подпорную стенку решается методами теории предельного равновесия. Однако для решения многих практических задач вместо поверхности обрушения сложного криволинейного очертания принимают, по предложению Ш. Кулона (1773 г.), плоскость *AC* (показана на рис. 8.12, *а* штрихпунктиром). Это значительно упрощает расчет, в то же время расхождение с точным решением не превышает 2...3 %.

При определении пассивного отпора грунта исходят также из предельного напряженного состояния, однако принятие плоских поверхностей скольжения приводит к значительному расхождению с точным решением. В этом случае лучше использовать теорию предельного равновесия.

8.4.2. Аналитический метод определения давления грунта на подпорную стенку

Такой метод определения давления грунта применяется в простейших случаях при горизонтальной поверхности грунта и вертикальной задней грани подпорной стенки, при $c = 0$ и действии равномерно распределенной нагрузки по поверхности призмы обрушения.

Определение давления идеально сыпучего грунта ($c = 0$) на вертикальную абсолютно гладкую подпорную стенку при горизонтальной засыпке. Рассмотрим условие предельного равновесия элементарной призмы, вырезанной из призмы обрушения вблизи задней грани подпорной стенки (рис. 8.13, *а*). На горизонтальную и вертикальную площадки этой призмы при трении

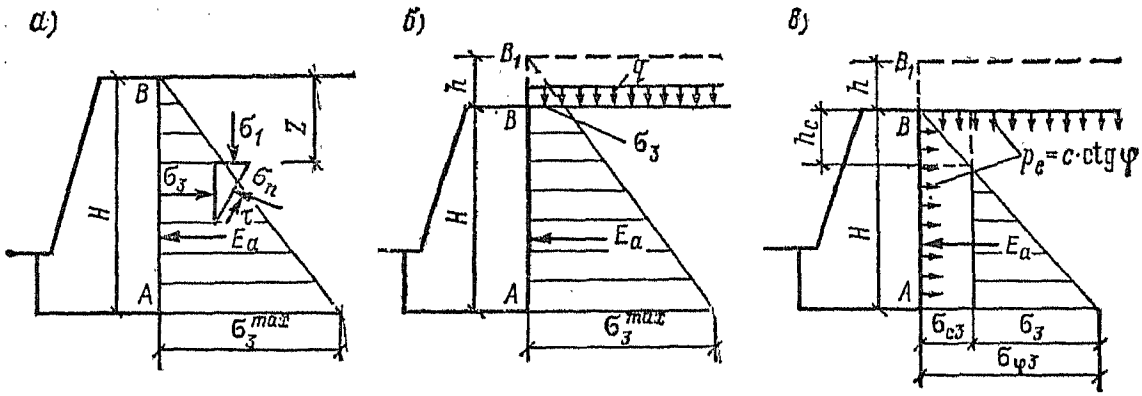


Рис. 8.13. Схемы для определения давления грунта на гладкую подпорную стенку

а — идеально сыпучего; *б* — то же, с учетом равномерно распределенной нагрузки; *в* — обладающего сцеплением

о стенку, равном нулю, будут действовать главные напряжения σ_1 (большее) и σ_3 (меньшее). При небольших горизонтальных смещениях стенки возникнет предельное равновесие рассматриваемой элементарной призмы. Соотношение между σ_3 и σ_1 будет обусловлено уравнением (8.1). На глубине z величина $\sigma_1 = \gamma z$. Отсюда

$$\sigma_3 = \gamma z \operatorname{tg}^2 (45° - \varphi/2). \tag{8.17}$$

Так как σ_3 прямо пропорционально глубине z, а остальные величины для однородного грунта постоянны, эпюра давления грунта на подпорную стенку будет треугольной (рис. 8.13, *а*). Площадь этой эпюры соответствует равнодействующей активного давления грунта E_a на подпорную стенку:

$$E_a = \sigma_3^{max} H/2.$$

Подставив в выражение для E_a значение σ_3^{max} по уравнению (8.17) с учетом, что в таком случае $z = H$, получим

$$E_a = (\gamma H^2/2) \operatorname{tg}^2 (45° - \varphi/2). \tag{8.18}$$

Точка приложения равнодействующей E_a находится в центре тяжести эпюры давления σ_3.

Аналогично, исходя из выражения (8.7), найдем значение пассивного отпора грунта. В этом случае в условиях предельного равновесия горизонтальное напряжение σ_1 больше вертикального σ_3. Равнодействующая пассивного отпора при заглублении на величину H конструкции, передающей давление на грунт, составит:

$$E_p = (\gamma H^2/2) \operatorname{tg}^2 (45° + \varphi/2). \tag{8.18'}$$

Пользоваться выражением (8.18′) надо с большой осторожностью, так как расхождение с точным решением теории предельного равновесия значительно.

Полученные величины E_a и E_p имеют некоторый запас, поскольку при их определении не учтено трение грунта о подпорную стенку, развивающееся при смещении призм обрушения и выпирания.

Для сокращения записи часто обозначают

$$\operatorname{tg}^2(45^\circ - \varphi/2) = \lambda_a; \quad \operatorname{tg}^2(45^\circ + \varphi/2) = \lambda_p; \tag{8.19}$$

λ_a и λ_p называют коэффициентами соответственно активного и пассивного давления.

Следует помнить, что горизонтальное давление на ограждающую конструкцию может принимать различные значения — от активного давления до пассивного отпора. Это давление зависит, в частности, от направления и величины смещений ограждающей конструкции. При отсутствии смещений давление на конструкцию, находясь в указанных пределах, будет зависеть от предыстории загружения грунта.

Учет равномерно распределенной нагрузки, приложенной к поверхности грунта. Пусть к поверхности грунта приложена равномерно распределенная нагрузка q (рис. 8.13, *б*). Действие этой нагрузки можно заменить действием слоя грунта толщиной $h = q/\gamma$. Продолжим мысленно подпорную стенку на высоту h и получим точку B_1. Тогда будет справедливо выражение (8.17), если считать глубину z от верха фиктивной подпорной стенки. Найдем значения σ_3 на глубинах h и $H + h$:

$$\sigma_3' = \gamma h \operatorname{tg}^2(45^\circ - \varphi/2);$$

$$\sigma_3^{\max} = \gamma (H + h) \operatorname{tg}^2(45^\circ - \varphi/2). \tag{8.20}$$

По этим значениям построим эпюру активного давления на подпорную стенку и определим суммарное активное давление E_a как площадь трапеции с основанием AB:

$$E_a = \frac{\sigma_3' + \sigma_3^{\max}}{2} H = \frac{\gamma}{2} (H^2 + 2Hh) \operatorname{tg}^2(45^\circ - \varphi/2). \tag{а}$$

Верхняя треугольная часть эпюры не создает давления на стенку. Сила E_a приложена в центре тяжести эпюры σ_3.

Определение давления связного грунта ($\varphi \neq 0$ и $c \neq 0$) на вертикальную абсолютно гладкую подпорную стенку при горизонтальной засыпке. Заменим по формуле (2.23) сцепление действием всесторонних сил связности $p_e = c \cdot \operatorname{ctg} \varphi$, которые приложим к поверхности грунта и по контакту грунт — подпорная стенка (рис. 8.13, *в*). Теперь составим выражение для σ_3 на глубине z. Согласно равенству (8.20), учитывая силы связности p_e, получим

$$\sigma_3 = \gamma (z + h) \operatorname{tg}^2(45^\circ - \varphi/2) - p_e. \tag{б}$$

Подставим в выражение (б) значения $h = p_e/\gamma$ и $p_e = c \cdot \operatorname{ctg} \varphi$. Тогда

$$\sigma_з = \gamma [z + (c \cdot \operatorname{ctg} \varphi)/\gamma] \operatorname{tg}^2 (45° - \varphi/2) - c \cdot \operatorname{ctg} \varphi.$$

Отсюда путем тригонометрических преобразований получим

$$\sigma_з = \gamma z \operatorname{tg}^2 (45° - \varphi/2) - 2c \cdot \operatorname{tg} (45° - \varphi/2). \quad (8.21)$$

Сопоставляя (8.21) с (8.17), отметим, что первое слагаемое в (8.21) характеризует давление сыпучего грунта без учета сцепления, а второе показывает, насколько снижается интенсивность давления вследствие того, что грунт обладает сцеплением. Следовательно, это выражение можно представить в виде:

$$\sigma_з = \sigma_{\varphi з} - \sigma_{сз}, \quad (8.22)$$

где

$$\sigma_{\varphi з} = \gamma z \operatorname{tg}^2 (45° - \varphi/2);$$

$$\sigma_{сз} = 2c \cdot \operatorname{tg} (45° - \varphi/2).$$

Для определения суммарного активного давления целесообразно построить треугольную эпюру давления $\sigma_{\varphi з}$, приняв $z = H$, и прямоугольную эпюру давления интенсивностью $\sigma_{сз}$. Геометрическим суммированием (наложением) получим эпюру активного давления на подпорную стенку в виде заштрихованного треугольника (см. рис. 8.13, *в*). В верхней части стенки грунт теоретически не давит, а удерживает подпорную стенку. Однако обеспечить сцепление между подпорной стенкой и грунтом трудно, поэтому считают, что на участке h_c стенка не испытывает давления грунта. Когда известна эпюра давления, нахождение величины E_a и точки приложения не представляет трудностей.

Выше были рассмотрены простейшие случаи определения активного давления грунта на подпорные стенки. При наклонном положении задней грани подпорной стенки и наклонной поверхности засыпки за ней интенсивность активного давления и его суммарная величина могут быть определены для сыпучего грунта по справочникам или методом, изложенным ниже. При этом значение $\sigma_{сз}$ находят по формуле

$$\sigma_{сз} = \frac{c \cdot \cos \varphi}{\cos^2 [45° - (\varphi + \beta)/2]}, \quad (8.23)$$

где β — угол между вертикалью и задней гранью подпорной стенки; значение β положительно, когда грунт нависает над задней гранью подпорной стенки, и отрицательно, если стенка наваливается на грунт.

Направление E_a при отсутствии трения грунта о подпорную стенку принимается горизонтальным при отрицательном значении β и перпендикулярным к задней грани при $\beta \geqslant 0$.

8.4.3. Графический метод определения давления грунта на подпорную стенку

В некоторых случаях определить давление грунта на подпорные стенки аналитически очень сложно. Тогда можно использовать графические построения, предложенные Ш. Кулоном. Им были сделаны два допущения:

1) поверхность скольжения призмы обрушения плоская;

2) призма обрушения соответствует максимальному давлению грунта на подпорную стенку (поэтому для расчета необходимо найти такую поверхность скольжения, при сдвиге по которой давление грунта на стенку будет наибольшим).

Ш. Кулоном принято также, что призма обрушения ведет себя как твердое тело, что позволяет применить уравнение равновесия к призме обрушения в целом.

Построение Кулона сводится к следующему. Через нижнюю точку A задней грани подпорной стенки проводят возможную поверхность скольжения AC под углом α к горизонту (рис. 8.14). Затем находят силы, действующие на призму обрушения. Пусть сила тяжести (вес) призмы грунта ABC с учетом возможных вертикальных внешних нагрузок на поверхности грунта BC в пределах призмы обрушения будет равна F. Эта сила вертикальна. При давлении призмы обрушения на стенку по задней ее грани развивается реактивная сила, равная силе давления E_a. Реактивная сила образует с нормалью к задней поверхности стенки угол φ_0 (φ_0 — угол трения грунта о стенку, обычно составляющий долю угла внутреннего трения грунта φ). Как правило, принимают для глины $\varphi_0 = 0$, для сыпучих грунтов $\varphi_0 = 0{,}67\varphi$. Третьей силой, действующей на призму ABC, является реакция R неподвижного массива грунта. Эта реакция отклонена от нормали к плоскости AC на угол внутреннего трения φ.

Силу F легко определить, рассматривая равновесие участка подпорной стенки длиной 1 м:

$$F = \text{пл. } \Delta ABC \cdot 1\gamma + \sum q,$$

где $\sum q$ — сумма всех вертикальных внешних нагрузок, действующих в пределах поверхности BC.

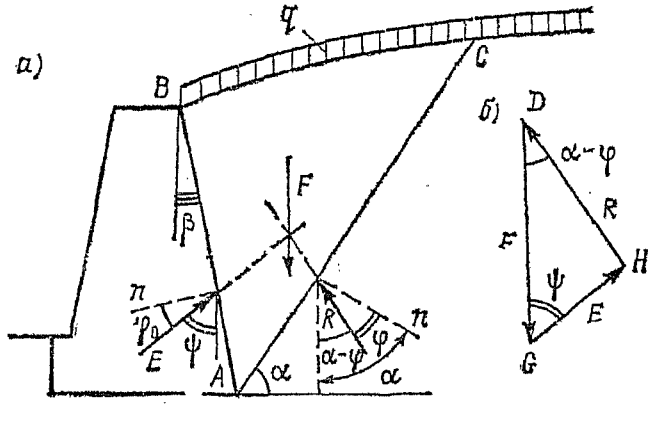


Рис. 8.14. Расчетная схема построения, предложенного Кулоном для определения давления грунта на подпорную стенку

Зная силу F и направления всех трех сил, действующих на призму обрушения, строят треугольник сил, поскольку призма обрушения находится в предельном равновесии. Для построения этого треугольника отложим вертикальную силу F в каком-либо масштабе (рис. 8.14, *б*). Угол между вертикалью и направлением реакции R будет $\alpha - \varphi$, так как угол между вертикалью и нормалью к линии AC равен α, поскольку он образован линиями, перпендикулярными линиям, образующим угол α. Это дает возможность провести из точки D (см. рис. 8.14, *б*) луч силы R под углом $\alpha - \varphi$. Угол между вертикалью и линией действия силы E обозначим ψ и проведем под этим углом из точки G луч силы E до пересечения с лучом силы R. Точка пересечения H позволит найти значение силы E в масштабе, в котором была отложена сила F. Таким путем при заданной поверхности скольжения AC определяют давление грунта на подпорную стенку. Однако это давление будет не обязательно максимальным.

Для нахождения максимального давления на подпорную стенку AB производят несколько построений, задаваясь возможными поверхностями скольжения AC_1, AC_2, AC_3 и AC_4 (рис. 8.15, *а*). Для этих поверхностей скольжения при α_1, α_2, α_3 и α_4 направления реактивных сил R_1, R_2, R_3, R_4 будут различны, отклоняясь от вертикали под углами $\alpha_1 - \varphi$, $\alpha_2 - \varphi$, $\alpha_3 - \varphi$, $\alpha_4 - \varphi$, а направление реактивных сил E одинаковым. Зная направления сил, строим совмещенно силовые треугольники. Для этого из точки D откладываем значения сил F_1, F_2, F_3 и F_4 и проводим лучи по направлениям реактивных сил R_1, R_2, R_3 и R_4. Затем из точек G_1, G_2, G_3 и G_4 строим лучи параллельно действию сил E и получаем соответственно точки пересечения каждой пары лучей $H_1 ... H_4$. Через эти точки проводим плавную кривую и к ней вертикальную касательную. В точку касания H проводим линию, параллельную действию сил E. Отрезок GH в масштабе сил F и будет активным давлением грунта E_a на

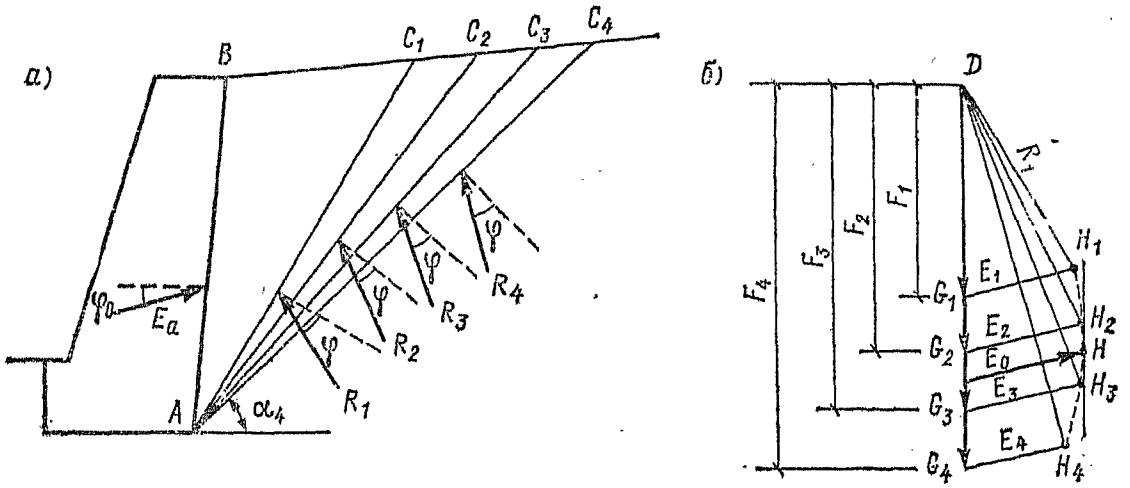


Рис. 8.15. Определение положения наиболее опасной поверхности скольжения (по Кулону)

подпорную стенку, так как длина этого отрезка максимальна. По полученному значению силы E_a строим эпюру давления и находим точку приложения ее силы.

8.4.4. Определение давления грунта на подпорные стенки методом теории предельного равновесия

Теория предельного равновесия позволяет путем численного интегрирования дифференциальных уравнений равновесия для плоской задачи решать два типа задач: 1) определять силу, которая должна поддерживать массив грунта, чтобы он не обрушился; 2) находить силу преимущественно горизонтального направления, которую надо прикладывать к заглубленной в грунт конструкции (фундаменту), чтобы достигнуть предельного равновесия при выпоре грунта.

Применяя численное интегрирование, В. В. Соколовский методом конечных разностей нашел значения активного и пассивного давлений сыпучего грунта для подпорных стенок, имеющих горизонтальную поверхность засыпки. Результаты выполненных под его руководством расчетов в виде безразмерных коэффициентов q_0 и q_0' соответственно для активного и пассивного давлений приведены в табл. 8.3 и 8.4 (где β — угол наклона задней грани подпорной стенки к вертикали, см. рис. 8.14).

Для активного давления

$$\sigma_{\text{фз}} = q_0 (\gamma z + q). \tag{8.24}$$

Для пассивного давления (отпора)

$$\sigma'_{\text{фз}} = q'_0 (\gamma z + q), \tag{8.25}$$

где γ — удельный вес грунта призмы обрушения; z — глубина рассматриваемой точки от верха подпорнй стенки; q — равномерно распределенная нагрузка по поверхности засыпки.

Представляет интерес сравнение значений q_0 и q_0', вычисленных аналитическими методами по теории предельного равновесия с результатами расчетов по допущениям Ш. Кулона. Эти расчеты для песка ($c = 0$ и $\varphi = \varphi_0 = 30°$) приводят к следующим значениям: $q_0 = 0{,}31$ и $q_0' = 6{,}55$ по точному решению; $q_0 = 0{,}3$ и $q_0' = 10{,}1$ по приближенному решению. Это свидетельствует, что активное давление грунта на подпорную стенку вполне можно определять с принятием допущений Кулона, но надо с осторожностью относиться к использованию приближенных решений для определения пассивного отпора.

8.4.5. Построение эпюр давления грунта на подпорную стенку

При сложном очертании подпорной стенки или смене слоев грунта по глубине H приходится выполнять расчеты

Таблица 8.3. Значения безразмерных коэффициентов q_0 для определения активного давления грунта

β, град	При φ, град					
	10			20		
	При φ_0, град					
	0	5	10	0	10	20
30	0,72	0,68	0,68	0,60	0,57	0,57
20	0,73	0,70	0,70	0,58	0,54	0,54
10	0,72	0,70	0,68	0,54	0,50	0,50
0	0,70	0,67	0,65	0,49	0,45	0,44
—10	0,65	0,61	0,59	0,42	0,38	0,37
—20	0,58	0,54	0,52	0,35	0,31	0,30
—30	0,49	0,45	0,44	0,27	0,24	0,23

β, град	При φ, град					
	30			40		
	При φ_0, град					
	0	15	30	0	20	40
30	0,50	0,47	0,50	0,42	0,40	0,46
20	0,46	0,43	0,45	0,35	0,34	0,38
10	0,40	0,37	0,38	0,29	0,27	0,29
0	0,33	0,30	0,31	0,22	0,20	0,22
—10	0,26	0,24	0,24	0,16	0,14	0,15
—20	0,20	0,18	0,17	0,11	0,09	0,10
—30	0,13	0,12	0,11	0,06	0,05	0,05

Таблица 8.4. Значения безразмерных коэффициентов q'_0 для определения пассивного давления грунта

β, град	При φ, град					
	10			20		
	При φ_0, град					
	0	5	10	0	10	20
30	1,04	1,11	1,16	1,26	1,49	1,73
20	1,18	1,29	1,35	1,51	1,83	2,13
10	1,31	1,43	1,52	1,77	2,19	2,57
0	1,42	1,56	1,66	2,04	2,55	3,04
—10	1,49	1,65	1,76	2,30	2,93	3,53
—20	1,53	1,70	1,83	2,53	3,31	4,03
—30	1,52	1,71	1,85	2,76	3,67	4,51

β, град	При φ, град					
	30			40		
	При φ_0, град					
	0	15	30	0	20	40
30	1,49	2,08	2,80	1,86	3,17	5,42
20	1,90	2,79	3,80	2,50	4,70	8,23
10	2,39	3,62	5,03	3,37	6,77	12,3
0	3,00	4,62	6,55	4,60	9,69	18,2
—10	3,65	5,82	8,42	6,16	13,9	26,6
—20	4,42	7,38	10,7	8,34	19,5	39,0
—30	5,28	9,07	13,5	11,3	28,4	56,7

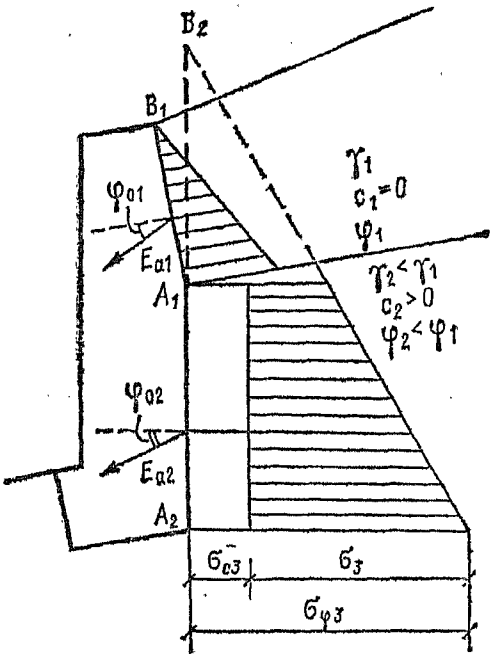


Рис. 8.16. Построение эпюр давления грунта на заднюю грань подпорной стенки при слоистом залегании грунтов

одним из рассмотренных методов сначала для верхней части подпорной стенки, а затем приняв верхние слои грунта в качестве нагрузки, для второй и последующих частей подпорной стенки. По найденным на границах участков подпорной стенки давлениям строят эпюры давления по задней грани, учитывая сцепление (см. формулу (8.22)).

Пример такого построения показан на рис. 8.16. Точка приложения каждой силы E_a располагается в центре тяжести соответствующей эпюры давления. Местные нагрузки на призме обрушения при приближенных решениях суммируют с силой тяжести этой призмы.

Раздел третий

ОСНОВАНИЯ И ФУНДАМЕНТЫ

9. НЕКОТОРЫЕ ВОПРОСЫ ПРОЕКТИРОВАНИЯ ОСНОВАНИЙ И ФУНДАМЕНТОВ

9.1. Общие положения

9.1.1. Основные принципы проектирования

В основе проектирования оснований и фундаментов заложены следующие принципы:

1) проектирование оснований сооружений по предельным состояниям;

2) учет совместной работы системы основание — фундаменты — несущие конструкции сооружения;

3) комплексный учет факторов при выборе типа фундаментов и оценке работы грунтов в основании в результате совместного рассмотрения:

инженерно-геологических условий площадки строительства;

особенностей сооружения и чувствительности его несущих конструкций к развитию неравномерных осадок;

метода выполнения работ по устройству фундаментов и подземной части сооружения.

Такой учет факторов делает задачу проектирования и возведения фундаментов сложной, поэтому необходимо разрабатывать несколько вариантов устройства оснований и фундаментов, а затем на основе технико-экономического их сравнения принимать наиболее рациональное решение.

9.1.2. Предельные состояния оснований сооружений

При загрузке фундаментов в основании, состоящем из дисперсных грунтов, развиваются деформации уплотнения, приводящие к осадке сооружений. Поскольку сооружения опираются, как правило, на систему различных фундаментов или на относительно гибкую плиту, осадка под их отдельными частями будет неодинаковой, т. е. неравномерной. Это вызывает деформации большинства сооружений и может послужить причиной разрушения несущих конструкций. Кроме того, деформации сооружений иногда недопустимы по технологическим причинам (создаются ненормальные условия эксплуатации обору-

дования), а также из-за нарушения архитектурного облика строения и т. п. В связи с этим расчет оснований прежде всего ведется по второй группе предельных состояний, т. е. по деформациям.

Иногда, особенно при слабых грунтах, обладающих малым сопротивлением сдвигу, может произойти полная потеря устойчивости грунтов под фундаментами, что заставляет в таких случаях рассчитывать основания дополнительно по первой группе предельных состояний — по устойчивости.

9.1.3. Основные типы сооружений по жесткости и характер их деформаций

Все сооружения можно разбить на три типа: абсолютно гибкие; абсолютно жесткие; обладающие конечной жесткостью.

Абсолютно гибкие сооружения беспрепятственно следуют за перемещениями поверхности грунтов основания во всех точках контакта с ней. При развитии неравномерной осадки в конструкциях таких сооружений не возникает дополнительных напряжений. Примером являются земляные насыпи. Даже значительная неравномерная осадка их не опасна. Для получения проектных отметок насыпи ее делают выше на величину ожидаемой осадки, т. е. придают насыпи строительный подъем.

Абсолютно жесткие сооружения не могут искривляться. При симметричном загружении и симметричной податливости основания их осадка будет равномерной, при неравномерной деформации основания они получат крен без изгиба конструкции (дымовые трубы, доменные печи и т. п.). Такие сооружения, взаимодействуя с основанием, перераспределяют давление по подошве, увеличивая его над местами с меньшей податливостью основания и уменьшая над местами с большей податливостью. Перераспределение давления приводит к развитию в сооружениях дополнительных усилий. Для рассматриваемых сооружений они обычно не опасны, так как конструкции часто имеют большой запас прочности на изгиб.

К сооружениям конечной жесткости относятся большинство зданий и многие инженерные сооружения. При развитии неравномерных осадок они получают искривления. В то же время такие здания уменьшают неравномерности осадок, так как давление по подошве фундаментов частично перераспределяется. В несущих конструкциях рассматриваемых сооружений развиваются дополнительные усилия, которые, к сожалению, довольно часто не учитываются при проектировании этих конструкций. В результате возможно появление в них трещин. Для исключения этого при проектировании необходимо уделять

существенное внимание оценке совместной работы грунтов основания и несущих конструкций сооружения (например, железобетонных рам, несущих стен и т. п.).

Иногда сооружения обладают незначительной жесткостью. В этом случае их с успехом можно считать практически гибкими. Такие сооружения в основном следуют за перемещениями поверхности грунта, т. е. получают искривления (невысокие одноэтажные здания с разрезными балками покрытия). В то же время на отдельных участках небольшой протяженности они в некоторой степени уменьшают неравномерность осадки. Обычно это вызывает появление в несущих конструкциях дополнительных усилий. При значительных неравномерностях осадок может произойти разрушение конструкций.

9.1.4. Виды деформаций и смещений сооружений

В зависимости от характера развития неравномерных осадок и от жесткости сооружения возникают деформации и перемещения сооружений следующих простейших видов: прогиб, выгиб, перекос, крен, скручивание, горизонтальные перемещения фундаментов.

Прогиб и выгиб (рис. 9.1, *а, б*) связаны с искривлением сооружения. Такие деформации могут возникать в зданиях и сооружениях, не обладающих очень большой жесткостью. Иногда на одних участках возникает прогиб, на других — выгиб. При прогибе наиболее опасная зона растяжения находится в нижней части сооружения, при выгибе — в верхней.

Растягивающие усилия, появляющиеся в конструкциях, зависят от неравномерной податливости основания и от жесткости сооружения. Чем большей жесткостью обладает сооружение, тем большие усилия при тех же грунтовых условиях по-

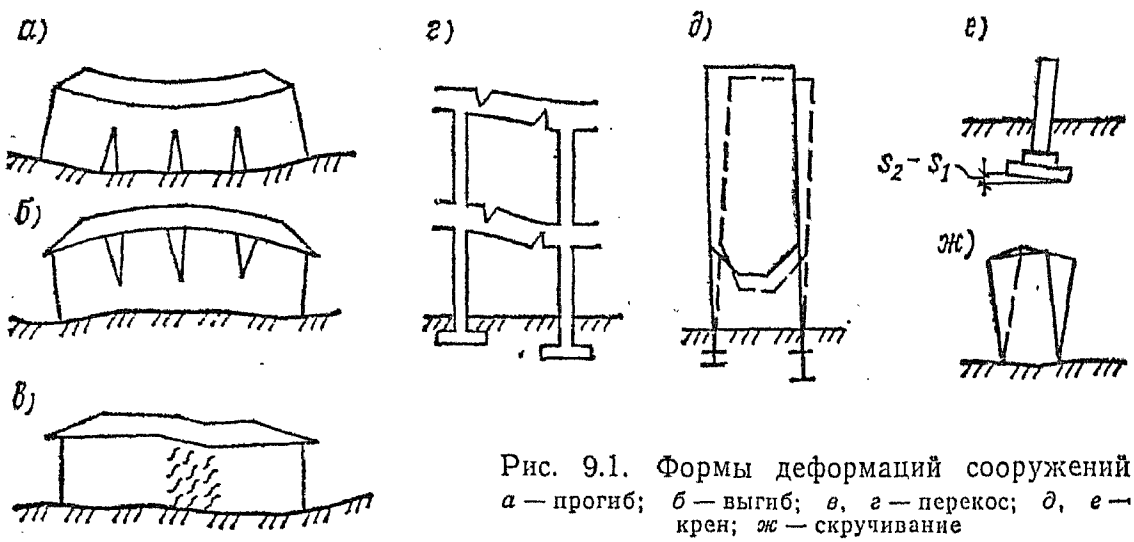


Рис. 9.1. Формы деформаций сооружений
а — прогиб; *б* — выгиб; *в*, *г* — перекос; *д*, *е* — крен; *ж* — скручивание

являются в конструкциях и тем меньше величина прогиба или выгиба.

Перекос (рис. 9.1, *в*, *г*) возникает в конструкциях, когда резкая неравномерность осадок проявляется на участке небольшой протяженности при сохранении относительно вертикального положения конструкции.

Крен сооружения (рис. 9.1, *д*) — поворот по отношению к горизонтальной оси, проходящей через центр тяжести площади подошвы фундамента — возможен, если основание сооружения загружено несимметрично или имеет несимметричное напластование грунтов относительно вертикальной оси сооружения. Наибольшую опасность представляет крен высоких сооружений (дымовых труб, высоких зданий, имеющих лифты, и др.). В этом случае он приводит к развитию дополнительного момента, который, в свою очередь, способствует увеличению крена и потере устойчивости сооружений на опрокидывание.

Колонны и стены, жестко не связанные с другими конструкциями, также могут получать крен вследствие неравномерной осадки (рис. 9.1, *е*). Если перемещение их верхней части в горизонтальном направлении исключено, то при развитии неравномерной осадки под отдельным фундаментом в несущих конструкциях (колоннах, перекрытиях и др.) возникают дополнительные усилия, которые должны определяться при оценке совместной работы конструкций с основанием.

Скручивание возникает при неодинаковом крене сооружения по его длине, особенно при развитии крена в двух сечениях сооружения в разные стороны (рис. 9.1, *ж*). При этом виде деформаций дополнительные усилия развиваются не только в элементах стен, но и в конструкциях перекрытий, которые могут изгибаться в горизонтальном направлении.

Горизонтальные перемещения фундаментов возможны, если опирающиеся на них конструкции передают значительные горизонтальные усилия (например, распорные конструкции, подпорные стенки). Такие перемещения могут наблюдаться также при горизонтальной подвижке массива грунтов в случае оползней откосов и подработке территории.

9.2. Причины развития неравномерных осадок сооружений

9.2.1. Основные слагаемые осадок фундаментов

В общем случае осадка каждого фундамента может состоять из суммы пяти слагаемых:

$$s = s_{упл} + s_{разупл} + s_{выш} + s_{расстр} + s_{экспл}, \qquad (9.1)$$

где $s_{упл}$ — осадка в результате развития упругих и остаточных деформаций уплотнения грунтов ненарушенной структуры при увеличении напряжений в основании вследствие нагрузки рассматриваемого фундамента, а также соседних фундаментов и площадей; $s_{разупл}$ — осадка, связанная с разуплотнением верхних слоев грунта, залегающих непосредственно ниже дна котлована, из-за уменьшения в них напряжений при его разработке и снятия гидростатического давления; $s_{вып}$ — осадка в результате выдавливания (выпирания) грунта из-под фундамента в стороны и вверх при развитии зон пластических деформаций; $s_{расстр}$ — осадка расструктуривания, развивающаяся вследствие увеличения сжимаемости грунтов при нарушении их природной структуры во время производства работ; $s_{экспл}$ — осадка, обусловленная изменениями напряженного состояния или деформативности грунта основания в период эксплуатации здания или сооружения.

Как правило, каждое из слагаемых обусловливает неравномерности осадок фундаментов. Эти неравномерности зависят, как считает Р. С. Шеляпин, от двух основных причин: *неоднородного напряженного состояния грунтов в основании рассматриваемого сооружения и неравномерной сжимаемости грунтов в основании под площадью загружения.* При этом неравномерность податливости основания — неоднородность основания — оценивается степенью изменчивости сжимаемости слагающих его грунтов.

9.2.2. Неравномерные осадки уплотнения $s_{упл}$

Под воздействием напряжений, превышающих природное давление, грунт деформируется. Деформации развиваются преимущественно вследствие уменьшения объема пор грунта (уплотнения) и искажения формы отдельных частиц или агрегатов грунта (упругие деформации). Упругие деформации искажения формы обычно во много раз меньше остаточных деформаций уплотнения. В связи с этим осадки, развивающиеся под воздействием местной нагрузки, называют осадками уплотнения, хотя в них входят и упругие деформации. Осадки уплотнения под отдельными частями сооружения обычно неодинаковы из-за неоднородности основания и неоднородности напряженного состояния грунтов в основании.

Неоднородность основания обусловливается:

выклиниванием слоев (рис. 9.2, *а*);

линзообразным залеганием различных грунтов (рис. 9.2, *б*);

неодинаковой толщиной слоев (рис. 9.2, *в*);

различием в плотности сложения грунта (неоднородностью самого грунта, рис. 9.2, *г*);

использованием слоев разных грунтов под отдельными частями сооружения (передача давления от тяжелой части здания на более плотный подстилающий грунт, рис. 9.2, *д*);

неодновременной консолидацией грунтов в основании под различными частями сооружения (рис. 9.2, *е*).

Неоднородность напряженного состояния грунтов в основании обусловливается:

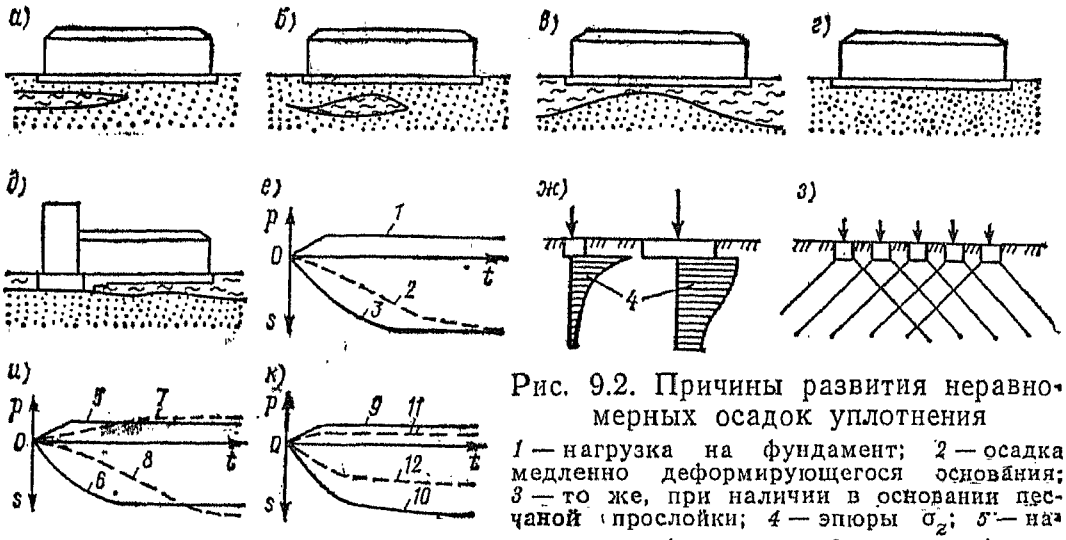


Рис. 9.2. Причины развития неравномерных осадок уплотнения

1 — нагрузка на фундамент; *2* — осадка медленно деформирующегося основания; *3* — то же, при наличии в основании песчаной прослойки; *4* — эпюры σ_z; *5* — нагрузка на фундамент; *6* — осадка фундамента во времени; *7* — нагрузка на второй фундамент; *8* — его осадка; *9* — полная загрузка фундамента; *10* — его осадка; *11* — неполная загрузка второго фундамента; *12* — его осадка

неодинаковой загрузкой фундаментов, в связи с чем более загруженный фундамент приходится делать большей ширины; однако принятие одинакового давления под подошвой не исключает различия напряженного состояния грунтов в основании (рис. 9.2, *ж*);

взаимным влиянием загрузки соседних фундаментов, в результате которого наибольшее воздействие испытывает основание фундаментов, расположенных в средней части равноэтажного здания, меньшее воздействие — основание фундаментов, расположенных по краям, и наименьшее — в углах (рис. 9.2, *з*);

неодновременной загрузкой фундаментов (рис. 9.2, *и*);

неполной загрузкой некоторых фундаментов (рис. 9.2, *к*).

Неодновременная загрузка фундаментов часто происходит при возведении разнотипных несущих конструкций, например при сооружении зданий с несущими наружными стенами и внутренними железобетонными колоннами. В таком случае фундаменты наружных стен получают почти полную загрузку в процессе возведения стен; фундаменты колонн в этот период загружаются в меньшей степени, поскольку получают бóльшую часть нагрузки от устройства полов, перегородок и установки оборудования. Это создает неоднородность загрузки фундаментов.

В качестве примера рассмотрим 5-этажное жилое здание в Ленинграде. В процессе возведения наружных стен их фундаменты дали осадку, бóльшую осадки фундаментов колонн, и в неразрезных прогонах перекрытий появились трещины с шириной раскрытия 1...2 см (рис. 9.3). После полной загрузки перекрытий эти трещины закрылись.

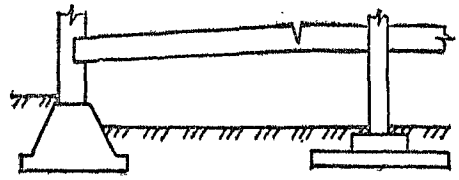


Рис. 9.3. Деформации неразрезных прогонов при отставании загрузки колонн

Аналогичная картина деформаций наблюдалась и в перекрытиях одного из корпусов табачной фабрики в Ленинграде. Однако появившаяся трещина не закрылась даже в процессе эксплуатации здания. Объясняется это тем, что при расчете учитывалась полезная нагрузка на перекрытия 5 кН на 1 м^2, фактическая же средняя нагрузка оказалась менее 1 кН на 1 м^2. Таким образом, неполная загрузка грунтов основания колонн привела к неравномерностям осадки, равным приблизительно 5 см.

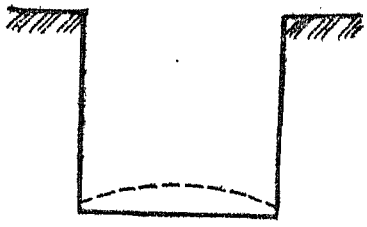
Расчетом можно найти размеры фундаментов сооружения, при которых они будут иметь почти одинаковую осадку уплотнения. Однако трудно гарантировать, что эти фундаменты получат одинаковые осадки во время постройки и в процессе консолидации грунтов.

Разнообразие рассмотренных причин развития неравномерных осадок уплотнения свидетельствует, что составление прогноза осадок сооружения, опирающегося на большое число различных фундаментов, обычно является задачей весьма сложной. Однако в случаях, когда в основании залегают плотные грунты и ожидаемые осадки невелики, будет мала и их неравномерность. При наличии в основании сильносжимаемых грунтов решение задачи усложняется. Если возникает сомнение в точности прогноза неравномерностей осадок, приходится либо принимать меры по уменьшению чувствительности несущих конструкций к возможным неравномерностям осадок, либо использовать в качестве основания более плотные слои грунта, залегающие на большей глубине.

9.2.3. Неравномерные осадки разуплотнения $s_{разупл}$

Осадки разуплотнения развиваются под действием нагрузки, которая не превышает веса грунта, вынутого при отрывке котлована. Действительно, при его отрывке в основании уменьшаются напряжения и происходит разуплотнение грунтов. Кроме того, под действием давления грунта, располагающегося вокруг дна котлована, возникают упругие деформации искажения формы, при глубоких котлованах могут появляться и остаточные пластические деформации выпора в сторону котлована. Таким образом, происходит неравномерное поднятие дна котлована (рис. 9.4). В дальнейшем могут развиваться неравномерные осадки. Происходит это в результате:

Рис. 9.4. Выпучивание дна котлована



большего разуплотнения грунтов под центральной частью котлована, чем по его краям и в углах, из-за большего уменьшения напряжений в глубине основания под центром котлована;

различной продолжительности разуплотнения грунтов основания под разными фундаментами;

неодинакового поднятия дна котлована вследствие неоднородности основания и неравномерности изменения напряженного состояния грунтов.

Для фундаментов зданий и промышленных сооружений чаще всего отрывают котлованы глубиной не более 5 м. Тогда осадки разуплотнения незначительны и развиваются преимущественно в процессе устройства фундаментов и обратной засыпки пазух. Влияние осадок разуплотнения ощутимо при глубине котлована более 5 м и устройстве фундаментов, нагрузка от которых вместе с обратной засыпкой существенно меньше веса вынутого из котлована грунта.

Осадка разуплотнения равна поднятию дна котлована в процессе разгрузки грунтов основания, определяемому методами механики грунтов. С этой целью грунты испытывают не только на сжатие, но и на разуплотнение.

9.2.4. Неравномерные осадки выпирания $s_{вып}$

Осадки выпирания связаны с развитием пластических деформаций (местных сдвигов) грунта основания. По подошве жестких фундаментов реактивное давление распределяется неравномерно. Даже при небольшой нагрузке под краями жестких фундаментов возникает давление, приводящее к развитию зон сдвигов. Вследствие перемещения границ зон сдвигов (см. рис. 8.1) происходит уплотнение грунтов по сторонам от этих зон. По мере загрузки фундамента указанные зоны увеличиваются, грунт, окружающий их, уплотняется и оказывает все большее сопротивление, которое может достигать значения пассивного отпора. Осадки выпирания следовало бы определять на основе решения смешанной задачи теорий упругости и пластичности (например, методом конечных элементов). Вследствие отсутствия решений, доведенных до инженерных расчетов, давление по подошве обычно ограничивают величиной, при которой осадки выпирания незначительны.

Причины развития неравномерных осадок выпирания те же, что и осадок уплотнения (см. ранее). Дополнительно неравномерности осадок выпирания могут быть обусловлены неодинаковым сопротивлением грунта сдвигу в зонах пластических деформаций.

9.2.5. Неравномерные осадки расструктуривания $s_{расстр}$

При отрывке котлована грунты основания обнажаются и подвергаются воздействию различных факторов, в результате чего может произойти нарушение их природной структуры — расструктуривание. В связи с этим изменяются их физико-механические свойства. Чаще всего происходит увеличение сжимаемости грунтов и уменьшение сопротивляемости их сдвигу.

Поскольку нарушение структуры под соседними фундаментами происходит в различной степени, осадки расструктуривания будут неравномерными. Величина их зависит от способов производства котлованных работ, водоотлива, продолжительности периода с начала отрывки котлована до обратной засыпки пазух фундаментов.

Нарушение структуры грунтов основания возможно по следующим четырем причинам: от метеорологических воздействий; от воздействий грунтовых вод и газа; от динамических воздействий механизмов; в результате грубых ошибок строителей.

Метеорологические воздействия проявляются в расструктуривании грунтов в результате их промерзания и оттаивания (рис. 9.5, *а*), размягчения и набухания (рис. 9.5, *б*), высыхания и усадки (рис. 9.5, *в*).

При промерзании и оттаивании пылевато-глинистых и мелкопесчаных грунтов возможно существенное изменение их объема. Сильно увлажненные такие грунты при промерзании испытывают пучение, увеличиваясь в объеме, а при оттаивании под нагрузкой — просадку. При пучении в грунтах могут развиваться напряжения, превышающие давление по подошве фундаментов. В связи с этим *промерзание пучинистого грунта в основании сооружения опасно не только при устройстве фундаментов, но и в период возведения надземных конструкций.*

Примером может служить деформация двухэтажного кирпичного здания (рис. 9.6). Его стены были возведены осенью, а затем строительство приостановили. Зимой на стенах появились трещины, ширина раскрытия которых к весне достигла 25 см. Под фундаментами со стороны подвалов грунт промерз на глубину до 80 см. Принятие мер по укреплению конструкций, а также по регулированию оттаивания грунтов основания позволило сохранить здание.

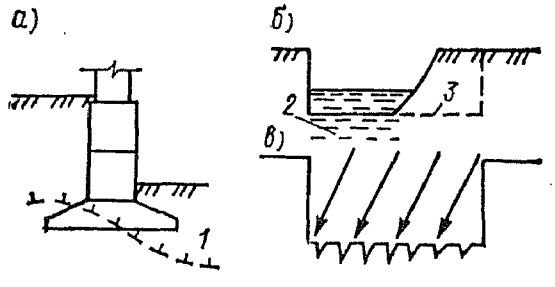


Рис. 9.5. Нарушение структуры грунтов основания под влиянием метеорологических воздействий

1 — граница промерзания; *2* — зона набухания и размягчения; *3* — граница котлована

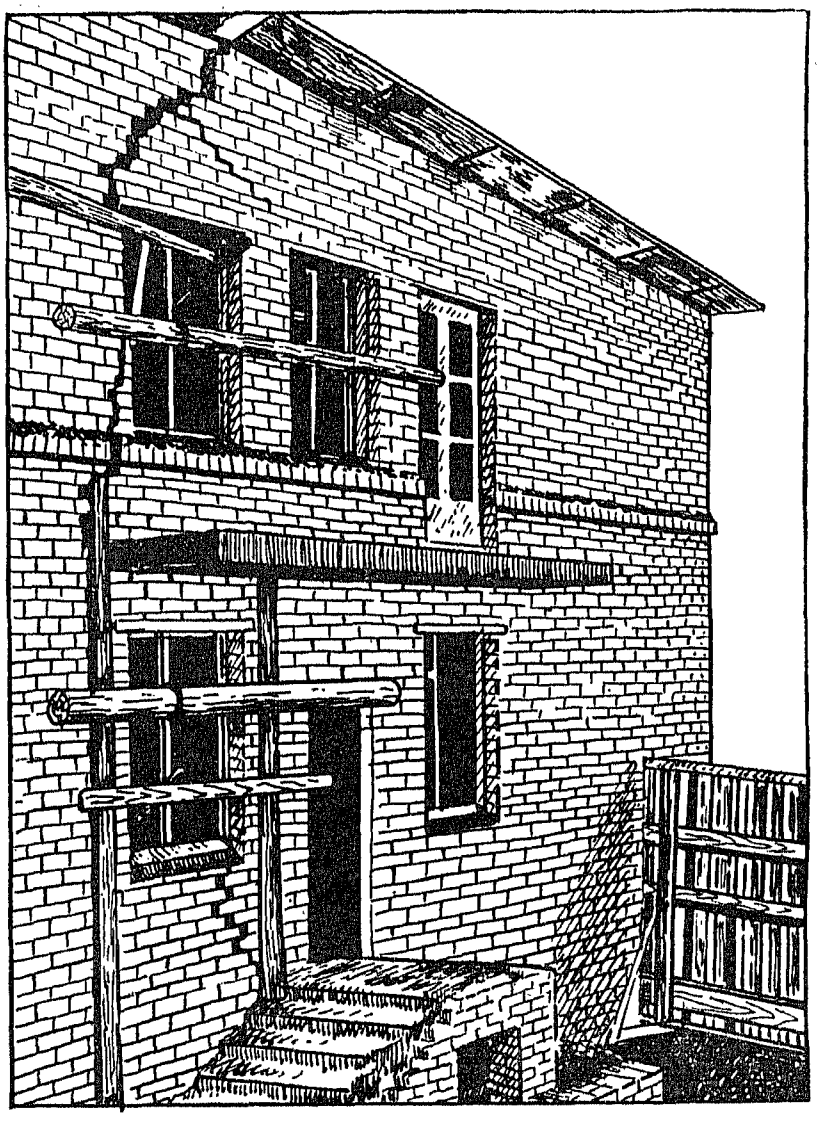


Рис. 9.6. Деформация кирпичной стены здания при оттаивании промерзшего грунта под фундаментами со стороны подвала

Если подошва фундамента расположена ниже глубины промерзания, возможно поднятие фундамента касательными силами пучения, развивающимися по его боковым поверхностям, а также смещение его с креном в сторону подвала в случае промерзания грунта в горизонтальном направлении со стороны неотапливаемого подвала через стенку фундамента. Вопросы воздействия сил пучения грунтов более подробно рассмотрены в п. 14.4.

Для исключения воздействия касательных сил пучения во время строительства рекомендуется покрывать боковые поверхности фундаментов слоем битума, растворенного в мазуте или соляровом масле. Боковое давление на фундаменты, которое может развиваться при пучении грунтов, промерзающих в горизонтальном направлении, исключается путем обратной

засыпки пазух непучинистым материалом (песком) или надежным утеплением подвальных помещений.

При оттаивании грунтов возникают еще более опасные деформации конструкций сооружений. Процесс просадки при оттаивании развивается очень неравномерно — грунт оттаивает быстрее с южной стороны здания, чем с северной, и быстрее, чем под внутренними стенами и колоннами. Кроме того, после оттаивания грунт приобретает повышенную сжимаемость. В связи с этим недопустимо промораживание грунтов ниже дна котлована, даже если эти грунты оттаивают перед закладкой фундаментов.

При увлажнении пылевато-глинистого грунта, залегающего ниже дна котлована, атмосферными осадками происходит его размягчение и набухание (см. рис. 9.5, *б*). Эти процессы быстро протекают в пылеватых суглинках, слоистых и трещиноватых глинах. Чем больше глинистость грунта, особенно обусловленная содержанием минерала монтмориллонита, а также чем глубже котлован, тем больше может быть набухание грунтов, расположенных выше уровня подземных вод. Размягчение в наибольшей степени сказывается на пылевато-глинистых грунтах, поры которых заполнены воздухом, сообщающимся с атмосферой. *Набухание и размягчение грунта приводит к изменению его сжимаемости и, как следствие, к развитию неравномерных осадок.* Для сохранения структуры грунтов поверхностные воды отводят от котлована, и, кроме того, нижний слой, подлежащий разработке, оставляют в качестве защитного, удаляя его непосредственно перед закладкой фундаментов.

В районах с жарким климатом может наблюдаться интенсивное высыхание грунтов ниже дна котлована. *Высыхание пылевато-глинистых грунтов сопровождается их усадкой* (см. рис. 9.5, *в*). В последующем при восстановлении влажности это может привести к поднятию фундаментов в результате набухания грунтов или вызвать неравномерное уменьшение сжимаемости грунта.

Воздействие подземных вод и газа приводит к расструктуриванию грунтов в результате влияния гидростатического давления (рис. 9.7, *а*, *б*), гидродинамического давления (рис. 9.7, *в*), механической и химической суффозии (рис. 9.7, *г*), расширения и выделения растворенного газа.

Если гидростатическое давление в водопроницаемом грунте, подстилающем сравнительно водонепроницаемый грунт (рис. 9.7, *а*). больше напряжения от веса оставшегося ниже дна котлована слоя водонепроницаемого грунта, то возможна деформация и даже разрушение этого слоя. Воздействие гидростатического давления особенно проявляется при слоистой текстуре грунтов (ленточные глины и суглинки), когда

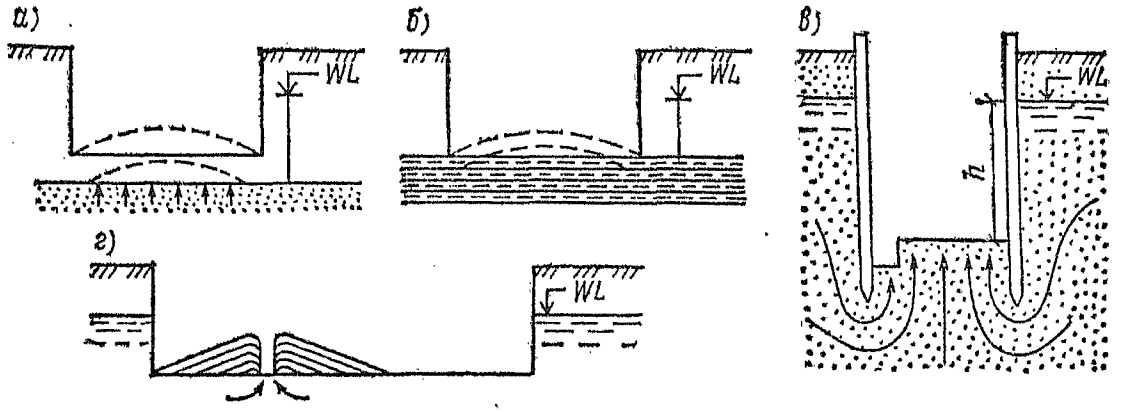


Рис. 9.7. Случаи расструктуривания грунтов под воздействием грунтовых вод

водопроницаемость вдоль слоистости в 50.. 100 раз больше, чем поперек (рис. 9.7, *б*). Для снятия гидростатического давления искусственно понижают уровень подземных вод в водоносном слое. При слоистой текстуре пылевато-глинистых грунтов используют электроосмос или устраивают вертикальные дрены с выпуском воды в приямок котлована.

При поступлении воды в котлован через фильтрующий слой снизу вверх частицы грунта испытывают гидродинамическое давление фильтрующегося потока воды (рис. 9.7, *в*). которое существенно уменьшает давление в скелете грунта, способствуя его набуханию. Для устранения этого явления либо искусственно понижают уровень подземных вод (см. п. 13), либо забивают вокруг котлована шпунт с погружением его в подстилающий слой сравнительно водонепроницаемого грунта.

Если вода поступает в котлован по прослойкам, она может выносить из основания глинистые и пылеватые частицы грунта. Это явление называется механической суффозией.

Так, во время разработки котлована глубиной 3,5 м в Ленинграде из основания в котлован выносились пылеватые частицы грунта с образованием в нескольких местах его конусов выноса (рис. 9.7, *г*). Диаметр конусов достигал 20 м, высота составляла 0,7 м.

При растворении минералов скелета грунта основания происходит химическая суффозия, ухудшающая физико-механические свойства грунтов.

При уменьшении гидростатического давления, например вследствие водоотлива, *наблюдается расширение замкнутых пузырьков газа* в подземной воде, а также выделение из нее растворенного газа (воздуха). Выделение и расширение газа в слабо фильтрующих грунтах (илах, супесях, суглинках) сопровождается их расструктуриванием. Оно особенно ощутимо при уменьшении напряжений от собственного веса грунта. Для сохранения структуры газонасыщенных грунтов котлованы целесообразно разрабатывать, подводным способом (см. п. 13).

Динамические воздействия перемещающихся механизмов и удары по дну котлованов могут приводить к существенному расструктуриванию насыщенных водой пылевато-глинистых грунтов и пылеватых песков, залегающих ниже дна котлована. В целях сохранения естественной структуры указанных грунтов их разрабатывают легкими механизмами, перемещающимися вблизи бровки котлована. Кроме того, на дне котлована оставляют защитный слой грунта, который удаляют вручную или очень легкими землеройными машинами.

Грубые ошибки строителей иногда приводят к расструктуриванию грунтов и большим неравномерностям осадок. К таким ошибкам наиболее часто относятся: перебор грунта и некачественная его обратная укладка; отрывка глубоких котлованов около ранее возведенных фундаментов, имеющих существенно меньшую глубину заложения; заблаговременная отрывка котлованов; затопление котлована производственными водами.

Все нарушения естественной структуры грунтов основания приводят к развитию неравномерных осадок расструктуривания, величины которых заранее установить невозможно. Следовательно, во время производства строительных работ требуется сохранять структуру грунтов основания.

9.2.6. Неравномерные осадки в период эксплуатации сооружений $s_{эксп л}$

Причины развития осадок во время эксплуатации сооружений можно объединить в пять групп.

Уплотнение грунтов после начала эксплуатации сооружения. Оно обычно обусловлено: незаконченной фильтрационной консолидацией и деформациями ползучести грунтов; постепенным увеличением полезной нагрузки до проектной; увеличением нагрузки сверх проектной.

Как показывают наблюдения за осадками зданий, деформации грунтов в их основании обычно продолжают развиваться после полного завершения строительства, т. е. в период эксплуатации. При наличии в основании пылевато-глинистых грунтов продолжительность нарастания осадок фундаментов вследствие медленной фильтрационной консолидации и развития деформаций

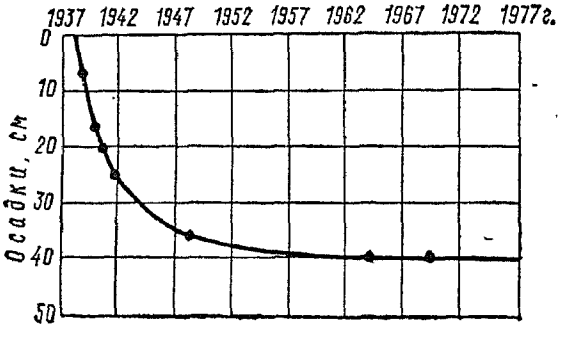


Рис. 9.8. Развитие во времени осадки 8-этажного здания

ползучести скелета грунта при уплотнении иногда составляет десятилетия.

На рис. 9.8 показан график развития во времени осадки восьмиэтажного здания, построенного в Ленинграде. После завершения строительства (1941 г.) здание дало дополнительную осадку около 15 см. Столь значительные осадки в период эксплуатации необходимо учитывать при проектировании фундаментов, надземных конструкций и особенно трубопроводов, которые должны иметь определенные уклоны.

Увеличение полезной нагрузки до проектной особенно существенно сказывается на деформациях оснований складских сооружений, так как в этих случаях полезная нагрузка может превышать вес самого сооружения (металлические емкости, элеваторы и т. п.). По условиям работы пылевато-глинистых грунтов в основании в некоторых случаях в первый год эксплуатации разрешается прикладывать не более 50 % полезной нагрузки. Это удлиняет сроки развития деформаций грунтов в основании.

Осадки уплотнения, развивающиеся в период эксплуатации, должны входить в величину $s_{упл}$ и отдельно в выражении (9.1) не учитываются.

Изменение положения уровня подземных вод. При существенном понижении уровня подземных вод может происходить уплотнение слабых пылевато-глинистых грунтов из-за снятия взвешивающего действия воды. Кроме того, если фундаменты возведены на деревянных сваях или деревянных лежнях, то при опускании уровня подземных вод ниже верха этих конструкций древесина быстро загнивает, через несколько лет полностью теряет прочность и резко уменьшается в объеме.

При повышении уровня подземных вод основание дополнительно увлажняется, вследствие чего грунты, ранее ненасыщенные водой, могут частично потерять свою прочность — сцепление и уплотниться; лёссовые грунты могут получить значительные деформации, связанные с просадкой, а некоторые глины, наоборот, увеличиться в объеме и вызвать поднятие фундаментов. Повышение уровня подземных вод часто связано с проникновением в грунт дождевых, хозяйственных и производственных вод. Поднятие уровня подземных вод выше подошвы фундаментов может привести к разрушению бетона и коррозии арматуры в агрессивной среде.

Интенсивное поступление воды из напорных трубопроводов в грунт может вызвать аварийные осадки фундаментов. Размыв грунта основания ведет к быстрому развитию дополнительных осадок. Возможно проникание грунта вместе с подземной водой в неисправные канализационные коллекторы. При этом вода вместе с грунтом может поступать в них под значительным напором. В результате в пределах воронки выноса

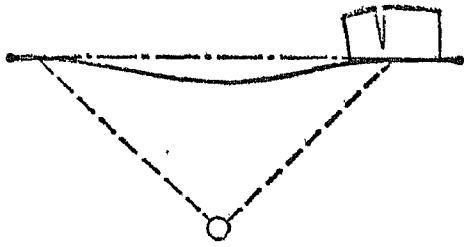


Рис. 9.9. Мульда оседания при подземной выработке

грунта фундаменты с подземными конструкциями получают перемещения. В связи с этим, если основанием здания, строящегося вблизи напорных трубопроводов и глубоких коллекторов, служат пески или супеси, фундаменты желательно располагать за пределами возможной воронки размыва и выноса грунта в плане или принимать меры по уменьшению такой воронки.

Ослабление грунтов основания подземными и котлованными выработками. Туннельная проходка линий метрополитена, канализационных коллекторов и других подземных выработок приводит к оседанию в той или иной степени поверхности земли с находящимися на ней сооружениями. Перемещения в пределах мульды оседания (рис. 9.9) определяются методами, применяемыми горными инженерами.

Осадки существующих сооружений могут происходить при разработке около них траншей и котлованов ниже подошвы фундаментов. В этом случае крепления траншей и стен котлованов должны исключить горизонтальные подвижки грунтов оснований существующих сооружений.

Динамические воздействия на грунты основания. Известно, что при определенном уровне динамических колебаний может происходить уплотнение песчаных и малосвязных пылевато-глинистых грунтов, наблюдается снижение прочности таких грунтов вследствие разрушения связей между частицами и даже полное разжижение грунтов, что приводит к дополнительным осадкам фундаментов существующих сооружений.

Чаще всего источниками динамических воздействий могут быть работа машин в самом сооружении или вблизи него, движение транспорта, выполнение строительных работ около существующих фундаментов (забивка шпунта, свай, разрыхление мерзлого грунта и т. п.), разработка горных выработок взрывами, сейсмическая активность. Характер влияния динамических воздействий на грунты оценивается по результатам специальных исследований.

Активность геодинамических процессов. Наиболее интенсивными геодинамическими процессами, приводящими к осадкам и смещениям фундаментов, являются карст, оползни, землетрясения. Прогноз такого рода процессов выполняется методами инженерной геологии (см. п. 4).

Таким образом, причин развития неравномерных осадок фундаментов много. Они зависят как от проектных решений и способа устройства фундаментов, так и от условий эксплуатации сооружений. При появлении в несущих конструкциях де-

формаций во время эксплуатации приходится проводить обследование фундаментов и грунтов основания. Только по результатам обследований и по данным наблюдений за осадками во времени можно установить причины их развития, выработать меры по исключению дальнейшего нарастания осадок.

9.3. Учет совместной работы грунтов основания, фундаментов и сооружений

9.3.1. Основная постановка расчета

При развитии неравномерных осадок основания в гибких сооружениях не возникают дополнительные усилия. Сооружения и фундаменты, обладающие некоторой жесткостью, не могут в каждой точке следовать за осадкой основания. Это приводит к уменьшению давления в точках, где податливость грунтов больше, и наоборот, в результате чего перераспределяется давление по подошве фундаментов, причем в ленточных фундаментах и фундаментных плитах возникают дополнительные усилия, связанные с изгибом этих конструкций, а также надфундаментных конструкций. Включение в работу фундаментов и конструкций сооружения на изгиб из-за неравномерностей осадок основания приводит к уменьшению этих неравномерностей. Рассматриваемый процесс тем интенсивней, чем большей жесткостью обладают включающиеся в работу конструкции.

Учитывая изложенное, основания надо рассчитывать с учетом совместной работы фундаментов и надфундаментных конструкций на изгиб. Расчет оснований совместно с работой фундаментов производится как расчет балок или плит на упругом основании. Расчет же оснований совместно с работой надземных конструкций производится редко по двум причинам: из-за трудности правильного учета пространственной жесткости надземных конструкций и требуемой точности оценки деформируемости грунтов во всех точках основания, так как буровые скважины обычно располагаются через 20...50 м. Поэтому даже использование метода конечных элементов для такого расчета не может гарантировать требуемую точность. К этому надо добавить, что применение такого метода расчета допустимо при отсутствии или крайней незначительности осадок расструктуривания и осадок в эксплуатационный период. Остальные слагаемые осадок (уплотнения, разуплотнения и выпирания) методом конечных элементов учесть возможно.

Таким образом, вследствие сложности расчетов совместной работы основания, фундаментов и надземных конструкций

обычно неравномерности осадки определяют для основания без учета жесткости сооружения.

9.3.2. Выравнивание ожидаемых неравномерностей осадок

При относительно горизонтальном залегании слоев и большой толщине сильносжимаемых грунтов, как правило, наибольшую осадку получает центральная часть здания, наименьшую — торцы и особенно углы. В таком случае для выравнивания неравномерности осадки целесообразно у торцов, а при большой ширине здания в угловых частях, расположить бóльшую нагрузку (например, сделать башенки). Наличие большой нагрузки по торцам приводит к бóльшей их осадке, так можно добиться уменьшения прогиба и, следовательно, выравнивания неравномерностей осадок.

Другим способом выравнивания давления, особенно при широких зданиях с несколькими подземными этажами, может быть устройство под центральной частью здания бóльшего количества подземных этажей.

В некоторых случаях увеличения осадки торцевых частей зданий можно добиться уменьшением ширины фундаментов под этими частями, а также постановкой торцевых стен на консоли. Разгружающие консоли можно располагать и в надземной части здания.

Достигнуть увеличения осадки торцевых частей зданий можно путем забивки, по предложению С. Н. Сотникова, по торцам здания шпунта со снятием трения смазкой со стороны основания возводимого здания. В результате такого мероприятия напряжения в массиве грунта не распространяются за пределы торца здания, вследствие чего их рассеивание уменьшается. Это приводит к бóльшим деформациям грунтов под торцами, чем при отсутствии шпунта.

9.3.3. Пути уменьшения чувствительности несущих конструкций к неравномерным осадкам

Как сказано выше, в большинстве случаев развитие неравномерных осадок неизбежно. Они, в частности, зависят от осадок расструктуривания. Меры же по сохранению природной структуры грунтов в основании иногда приводят к очень дорогим решениям. В ряде случаев целесообразнее уменьшать чувствительность конструкций к развитию неравномерных осадок.

Ранее было отмечено, что абсолютно гибкие сооружения не чувствительны даже к значительным неравномерностям осадок, так как их искривление не приводит к развитию в них допол-

нительных усилий. В связи с этим иногда стремятся сделать сооружения максимально гибкими, применяя разрезные конструкции перекрытий, покрытий, эстакад и т. п. В таких конструкциях не возникает дополнительных усилий при неравномерных осадках отдельных опор. Однако неравномерные осадки не должны приводить к нарушению водостоков и трубопроводов.

В одноэтажных зданиях слабым местом являются стены, которые обладают некоторой жесткостью. При неравномерной осадке по длине фундамента стены искривляются, что может вызвать появление в них трещин. Для исключения этого целесообразно, например, делать кладку кирпичных стен на медленно твердеющем известковом растворе, который способен развивать деформации ползучести.

Уменьшения чувствительности к неравномерным осадкам кладки стен зданий достигают устройством вертикальных осадочных швов, которыми стена разрезается на части, способные противостоять местным неравномерностям осадок. Однако увлекаться устройством осадочных швов не следует, так как, во-первых, осадочный шов — предусмотренная проектом трещина в стене — при некачественном исполнении может продуваться, во-вторых, в зоне швов усложняется прокладка трубопроводов, поскольку их нельзя жестко крепить с обеих сторон осадочного шва, в-третьих, разрезка стен здания осадочными швами приводит к необходимости разрезки перекрытий и других конструкций, что снижает пространственную жесткость здания.

Неравномерные осадки иногда приводят к развитию крена. При продольном крене отдельных частей сооружения осадочные швы могут закрываться либо раскрываться. В первом случае происходит навал одной части стены на другую. Возникающая при этом горизонтальная реакция способна привести к разрушению кладки, поскольку осадочный шов не сможет в полной мере обеспечить самостоятельность осадок отдельных участков стены.

Для обеспечения самостоятельности осадок отдельных частей здания необходимо делать осадочные швы с надлежащими зазорами (рис. 9.10). Размер зазора следует назначать с учетом ожидаемых неравномерностей осадок здания как в продольном, так и в поперечном направлении. Упругая

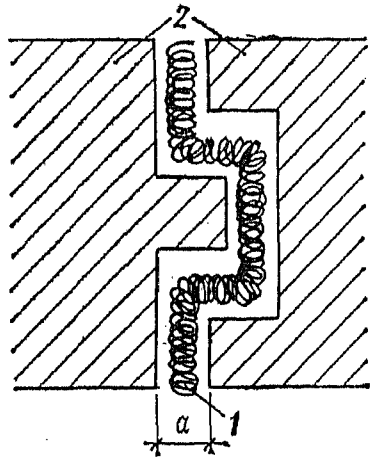


Рис. 9.10. Осадочный шов

1 — упругий непродуваемый материал; *2* — примыкающие участки стены; *a* — размер зазора (по расчету)

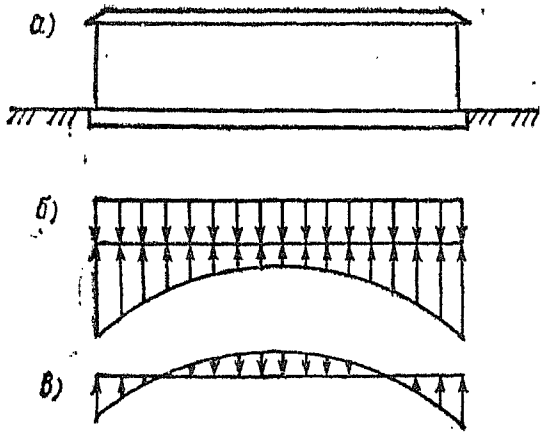


Рис. 9.11. Распределение давления под жестким сооружением

а — фасад здания; *б* — эпюры давления сооружения и реактивных сил; *в* — геометрическая сумма эпюр

прокладка должна обеспечивать непродуваемость шва даже при увеличении ширины раскрытия его в 2 раза.

Таким образом, первым направлением уменьшения чувствительности сооружений к возможным неравномерностям осадок является увеличение гибкости надземных несущих конструкций. Вторым направлением — увеличение прочности конструкций, обладающих жесткостью, чтобы они могли перераспределить давление по подошве фундаментов и тем самым уменьшить ожидаемые неравномерности осадки.

Абсолютно жесткие сооружения с повышенной прочностью конструкций способны выравнивать осадки благодаря уменьшению давления по подошве фундаментов в местах, где основание испытывает большие деформации, и передаче этого давления на участки, где деформации меньше. Под краями и особенно под углами жестких фундаментов происходит концентрация давления (см. рис. 6.10, *б*). Аналогичная картина наблюдается и под жестким сооружением.

Рассматривая распределение давления от жесткого сооружения и распределение реактивных сил основания (рис. 9.11), можно отметить их неуравновешенность в отдельных точках подошвы фундамента. Рассчитывая соору-

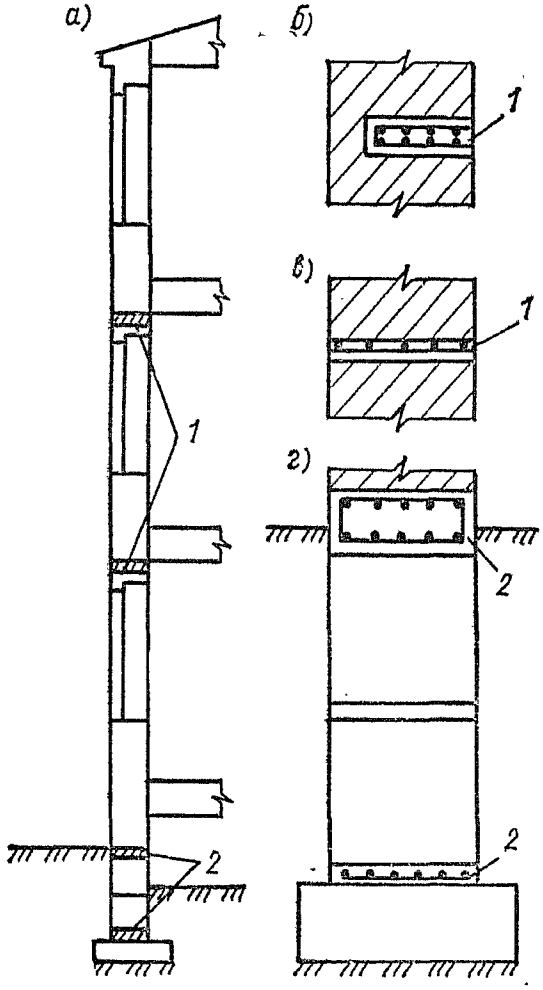


Рис. 9.12. Устройство поясов армирования

а — размещение поясов в стене по вертикали; *б* — железобетонный пояс; *в* — армированный пояс в утолщенном шве кладки; *г* — размещение пояса в фундаменте

жение как балку или плиту на упругом основании, можно найти дополнительные усилия, возникающие в несущих конструкциях сооружения.

Аналогичная картина наблюдается и у сооружений с конечной жесткостью. Однако чем меньше жесткость сооружений, тем в меньшей степени они способны уменьшить неравномерности осадки и тем меньшие дополнительные усилия будут возникать в их конструкциях. Поскольку кладка стен, как правило, хорошо сопротивляется сжатию и плохо растяжению, при изгибе в ней образуются трещины. Для исключения таких деформаций в свое время Б. Д. Васильев предложил устраивать в стенах зданий железобетонные пояса. Позднее в утолщенный шов стали укладывать арматуру. Этот прием позволяет существенно уменьшить чувствительность стен и зданий в целом к неравномерным осадкам. В Ленинграде успешно эксплуатируется много зданий высотой 5...12 этажей с армированными кирпичными стенами, хотя осадка этих зданий достигала 60 см и более.

Армирование фундаментов кладки стен показано на рис. 9.12. Если местоположение по длине здания участков основания с большей податливостью неизвестно, пояса армирования размещают в фундаменте, по обрезу фундамента (*2*) и на урове перекрытий в каждом этаже (*1*) или через этаж. Верхний пояс зажимают кладкой верхнего этажа, иначе он не работает. В каждом поясе обычно укладывают арматуру с площадью сечения 5...10 см^2. Пояса делают непрерывными вдоль всех наружных и внутренних стен.

9.4. Комплексная взаимозависимость факторов, подлежащих учету при проектировании фундаментов

В соответствии со сказанным выше конструкции сооружений зависят также от ожидаемых неравномерностей осадок, способа производства работ по устройству фундаментов, и наоборот, в зависимости от чувствительности конструкций сооружения приходится проектировать фундаменты и способы их устройства. К сожалению, часто в проектах ограничиваются указанием необходимости сохранения природной структуры грунтов в основании, даже в тех случаях, когда это выполнить невозможно вследствие значительной разгрузки основания при отрывке относительно глубоких котлованов и неизбежном воздействии метеорологических факторов и подземных вод.

Поэтому при проектировании фундаментов иногда должен решаться вопрос о способах их устройства, которые гарантируют требуемую сохранность структуры грунтов основания.

Однако при возведении малочувствительных к неравномерным осадкам сооружений нет необходимости прибегать к проведению дорогостоящих мероприятий, поскольку даже сильное нарушение природной структуры грунтов в основании не отразится на их благополучном существовании.

Таким образом, при проектировании надо считаться не только с указанными выше инженерно-геологическими условиями и характером возводимого сооружения (его чувствительностью к неравномерным осадкам), но и со способами производства работ, направленными на сохранение природной структуры грунтов в основании.

Коротко это можно сформулировать так: при проектировании и устройстве фундаментов необходимо комплексно рассматривать три фактора: *что строится* (насколько чувствительны конструкции к неравномерным осадкам), *на чем возводится сооружение* (каковы инженерно-геологические условия строительной площадки) и *как строится* (какие меры принимаются для сохранения природной структуры грунтов основания). В некоторых случаях приходится дополнительно учитывать возможность развития осадок во время эксплуатации сооружения (например, при возведении зданий на подрабатываемых территориях и т. п.).

Если при проектировании и строительстве фундаментов не учитываются одновременно три указанных фактора (или комплексность задачи), возможно развитие чрезмерных неравномерностей осадок, иногда даже неосуществимо производство разработанного проекта.

Проектирование и строительство фундаментов без комплексного решения задачи недопустимо. Однако учет трех исходных факторов при изложении отдельных разделов курса очень усложнил бы усвоение материала. По этой причине в последующих главах вопросы проектирования и вопросы устройства фундаментов рассматриваются в большинстве случаев раздельно (без учета комплексности задачи). Лишь иногда обращается внимание на взаимозависимость некоторых факторов. Только в п. 17 после рассмотрения различных методов проектирования и устройства фундаментов выбор наиболее рациональных решений изложен с учетом комплексного подхода к проектированию фундаментов.

9.5. Выбор типа и глубины заложения подошвы фундаментов

9.5.1. Общие положения

Часто наиболее рациональными являются фундаменты на естественном основании. Когда передать давление от соору-

жения на естественное основание не представляется возможным, делают свайные фундаменты, глубокие опоры или устраивают искусственно улучшенное основание.

Проектирование оснований и фундаментов состоит из двух частей: 1) выбора типа фундаментов и основных размеров (глубины заложения, размеров подошвы фундаментов), 2) проектирования детальных размеров тела и арматуры фундаментов (толщины плиты или плитной части фундамента, размеров уступов, ребер плиты и др.). Последние вопросы рассматриваются в курсе железобетонных конструкций.

Выбор основных размеров фундаментов фактически является проектированием основания, так как при этом предопределяется объем зоны деформации залегающих грунтов, испытывающих дополнительные напряжения и возможный характер деформаций основания.

9.5.2. Основные факторы, влияющие на тип и глубину заложения подошвы фундаментов

Выбор типа и глубины заложения подошвы фундаментов — один из главных этапов их проектирования. Обычно чем выше располагается подошва фундамента, тем меньше стоимость работ по его устройству, поэтому *стремятся принимать возможно меньшую глубину заложения подошвы фундаментов.* Однако часто самые верхние слои грунта не соответствуют требованиям, предъявляемым к грунтам основания, так как, во-первых, они обладают большой сжимаемостью и малой несущей способностью, а во-вторых, периодически изменяют объем и прочность под влиянием метеорологических факторов, а также в результате деятельности растительного и животного мира.

В связи с этим основная задача при выборе типа и глубины заложения подошвы фундаментов состоит в решении вопроса о несущем слое грунта, который совместно с подстилающими слоями обеспечивал бы при деформации грунтов развитие неравномерности осадки в пределах допустимых значений. Решая эти вопросы, учитывают три основных фактора:

1) инженерно-геологические условия площадки строительства;

2) климатические воздействия на верхние слои грунта;

3) особенности возводимых и соседних сооружений.

Обычно намечают несколько вариантов решения поставленной задачи и на основе технико-экономического их сравнения окончательно выбирают тип и глубину заложения подошвы фундамента. При этом отбрасывают варианты, при которых неравномерности осадки превышают предельные значения или не обеспечивается долговечное существование сооружения.

Для всех вариантов, кроме отброшенных, определяют приведенные затраты на устройство фундаментов, в которые включают также расходы, обусловленные различием в стоимости возведения надземных конструкций (например, на армирование кладки или на устройство осадочных швов). В некоторых случаях приходится учитывать стоимость послеосадочного ремонта, а также расходы, связанные с остановкой производства. Иногда дополнительно учитывают выполнимость работ в зимнее время, возможность возведения фундаментов в сжатые сроки и т. п.

Итак, при выборе типа и глубины заложения подошвы фундаментов задачу рассматривают комплексно (что, на чем и как строится).

9.5.3. Инженерно-геологические условия площадки строительства

Каждая площадка строительства обладает специфическими особенностями, прежде всего сугубо индивидуальным напластованием грунтов. Это обстоятельство затрудняет оценку их влияния на выбор глубины заложения подошвы фундаментов. В связи с этим рассмотрим типовые схемы напластования, в которые можно сгруппировать все инженерно-геологические условия. Для схематизации все грунты делят на две условные категории: слабые и надежные (хорошие).

Слабыми называют грунты, если использование их в качестве основания при устройстве фундаментов в открытых котлованах не может обеспечить надежного существования проектируемого сооружения.

Надежными называют грунты, которые обеспечивают требуемое существование проектируемого сооружения.

Следует обратить внимание на относительность понятий «слабый» и «надежный» грунт. Эти понятия, как отмечено выше, связываются с проектируемым сооружением. Если сооружение легкое или несущие конструкции его допускают развитие больших и неравномерных осадок, то даже сильно сжимаемые грунты будут относиться к категории надежных. Наоборот, при возведении конструкций, не допускающих неравномерные осадки, а также тяжелых сооружений приходится считать слабыми даже грунты, обладающие средней сжимаемостью и с успехом используемые в основании обычных сооружений.

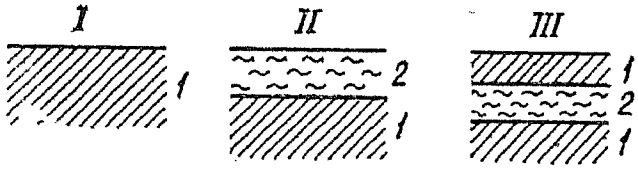


Рис. 9.13. Схемы I—III напластования грунтов

1 — надежный грунт; *2* — слабый грунт

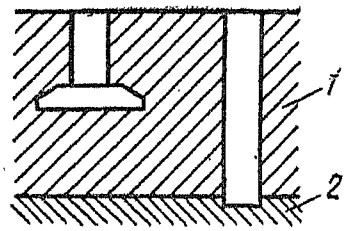


Рис. 9.14. Варианты устройства фундаментов при наличии более плотных грунтов под «надежным» грунтом

1 — «надежный» грунт среднего качества; *2* — более плотный грунт

При указанном делении грунтов все многообразие их напластований можно представить в виде трех схем (рис. 9.13).

Схема 1. С поверхности на большую глубину залегают надежные грунты. Толща их может состоять из нескольких слоев. Строительные качества грунтов всех подстилающих слоев не ниже качества грунтов верхнего слоя толщи. Решением для такой схемы напластования грунтов является принятие минимальной глубины заложения подошв фундаментов, допускаемой при учете климатических воздействий и особенностей сооружения. Иногда за несущий принимают слой более плотного грунта, залегающий на некоторой глубине (рис. 9.14), если это решение экономичнее.

Схема II. С поверхности на некоторую глубину залегают один или несколько пластов слабых грунтов, ниже которых располагается толща надежных грунтов. При таком напластовании можно наметить ряд решений.

Простейшим решением является прорезка слабых грунтов и передача нагрузки на слои надежных грунтов (рис. 9.15, *а*). При высоких качествах надежного грунта сооружение можно опереть на столбы (рис. 9.15, *б*) или сваи (рис. 9.15, *в*). Сваи при этом могут иметь различную длину в зависимости от качества надежных грунтов. Легкие сооружения можно возводить на сваях, передающих нагрузку на слабые грунты (рис. 9.15, *г*). Слабые грунты могут быть уплотнены, заменены или закреплены (рис. 9.15, *д*), как это изложено в п. 12. Иногда целесообразно использовать слабые грунты в основании, понизив чувствительность несущих конструкций к неравномерным осадкам или уменьшив неравномерности осадок путем устройства сплошных фундаментных плит или ленточных фундаментов под колонны.

Схема III. На некоторой глубине слоистой толщи залегает один или несколько пластов слабых грунтов. В этом случае приемлемы решения, рассмотренные при напластовании грунтов по схеме II, однако при-

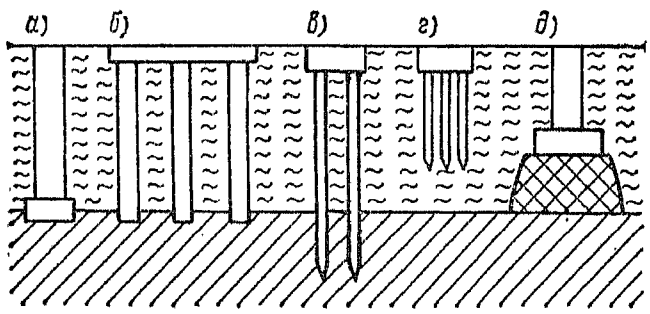


Рис. 9.15. Варианты устройства фундаментов при напластовании грунтов по схеме II

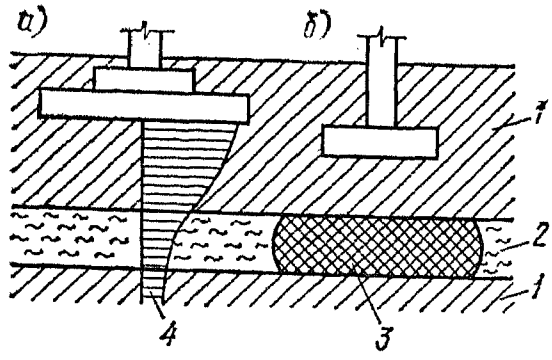


Рис. 9.16. Варианты устройства фундаментов при напластовании грунтов по схеме III

1 — «надежный» грунт; *2* — слабый грунт; *3* — зона закрепления; *4* — эпюра напряжений

ходится прорезать и верхний слой надежного грунта. При напластовании грунтов по схеме III верхний слой надежного грунта можно использовать в качестве распределительной подушки (рис. 9.16, *а*) или закрепить только слой слабого грунта (рис. 9.16, *б*).

Таким образом, тип и глубина заложения фундаментов существенно зависят от инженерно-геологических условий площадки строительства.

9.5.4. Климатические факторы

Под влиянием ежегодного промерзания и оттаивания, высыхания и увлажнения грунт может менять свой объем. Многие грунты при промерзании испытывают пучение. Пучение часто, как отмечено в п. 3.3.3, сопровождается образованием линз и прослоек льда вследствие миграции влаги к фронту промерзания; такое явление может развиваться и при промерзании грунта под фундаментами. Однако некоторые грунты не испытывают пучения, поэтому различают грунты пучиноопасные и непучиноопасные. К пучиноопасным относятся все пылевато-глинистые грунты, а также пылеватые и мелкие пески. Непучиноопасными являются пески средней крупности, крупные и гравелистые, гравий, галька и скальные породы.

Для определения возможности промерзания грунтов под фундаментами необходимо прежде всего знать нормативную глубину промерзания $d_{f.n}$. Ее значение принимают по данным наблюдений как среднюю из ежегодных (не менее 10 лет) максимальных глубин сезонного промерзания под оголенной от снега поверхностью или по карте СНиП 2.01.01—82, либо вычисляют по формуле (9.2).

$$d_{f.n} = d_0 \sqrt{M_t}, \tag{9.2}$$

где M_t — безразмерный коэффициент, равный сумме абсолютных среднемесячных отрицательных температур за зимний период в районе строительства; d_0 — глубина промерзания при $M_t = 1$, принимаемая равной 23 см для глин и суглинков, 28 см — для супесей и песков пылеватых и мелких, 30 см — для песков средней крупности, крупных и гравелистых, 34 см — для крупнообломочных грунтов (при котлованах со значительным развитием их за наружную грань стены d_0 принимают в зависимости от грунта обратной засыпки).

Таблица 9.1. **Глуби заложения подошвы фундаментов d в зависимости от расчетной глубины промерзания d_f**

Грунты под подошвой фундаментов до глубины d_f	Расстояние от поверхности планировки до уровня подземных вод d_w, м	Глубина заложения подошвы фундамента d, м
Скальные (медленно выветривающиеся), пески гравелистые, крупные и средней крупности	Любое	Любая
Пески мелкие и пылеватые, супеси твердые	$> d_f + 2$	То же
Пески мелкие и пылеватые	$\leqslant d_f + 2$	$\geqslant d_f$
Суглинки и глины полутвердые и твердые	$> d_f + 2$	$\geqslant 0{,}5 d_f$
	$\leqslant d_f + 2$	$\geqslant d_f$
Супеси пластичные и текучие, суглинки и глины текучие, текуче-, мягко- и тугопластичные	Любое	$\geqslant d_f$

Так как пучинистость грунтов зависит от положения уровня подземных вод и состояния грунтов по показателю текучести глубина заложения фундаментов наружных стен устанавливается по табл. 9.1 в зависимости от расчетной глубины промерзания d_f, которая определяется по формуле

$$d_f = k_h \gamma_c d_{f.n}, \tag{9.3}$$

где k_h — коэффициент влияния теплового режима здания на промерзание грунта у наружных стен; γ_c — коэффициент условий работы, учитывающий изменчивость климата в районе строительства.

Величину k_h определяют для наиболее неблагоприятных условий, к которым относится промерзание грунтов с северной стороны здания и около выступающих углов. Правильнее находить k_h теплотехническим расчетом, однако можно принимать k_h по СНиП 2.02.01—83. При этом следует учитывать вынос фундаментов за наружную грань стены.

Введением в формулу (9.3) коэффициента γ_c вносится поправка на глубину промерзания в холодные зимы. Величина $d_{f.n}$ обеспечивает лишь в 50 % случаев непромерзания грунта под фундаментом. При возведении капитальных сооружений такую обеспеченность нельзя считать достаточной. Поэтому в районах, где сумма среднемесячных отрицательных температур воздуха за отдельную суровую зиму в 1,5 раза и более превышает средние данные многолетних наблюдений, целесообразно принимать $\gamma_c > 1$. В настоящее время в указанных районах рекомендуется брать $\gamma_c = 1{,}1$.

Глубину заложения фундаментов внутренних стен и колонн отапливаемых зданий назначают независимо от глубины

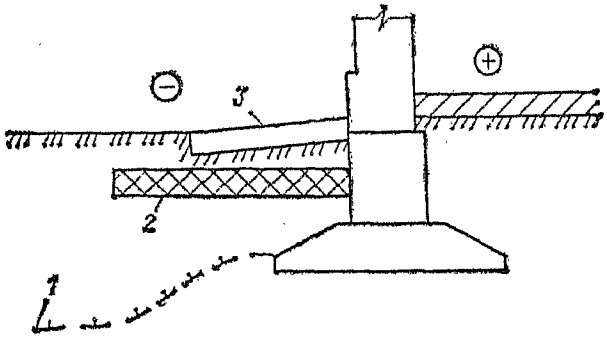


Рис. 9.17. Тепловая изоляция грунта около фундамента для уменьшения глубины промерзания и глубины заложения подошвы фундамента

1 — граница промерзания; *2* — теплоизоляция; *3* — отмостка

промермерзания, но обычно не менее 0,5 м. При этом предусматривают меры, исключающие промерзание основания в период возведения здания до его отопления (утепляют грунт около фундаментов в пределах верхнего слоя или подвальные помещения, включая лестничные клетки). Своевременное утепление подвальных помещений приводит к тому, что глубина промерзания грунта в подвале зданий обычно не превышает $0{,}5d_{f.n}$.

При неотапливаемых зданиях и сооружениях глубина заложения подошвы фундаментов для пучинистых грунтов обычно принимается не менее расчетной глубины промерзания, равной $1{,}1d_{f.n}$. В районах глубокого промерзания грунтов со среднегодовой температурой воздуха ниже 0 °С для определения расчета глубины промерзания приходится проводить теплотехнические расчеты.

С целью уменьшения глубины заложения подошвы фундаментов, особенно в районах глубокого промерзания грунтов, иногда целесообразно утеплять грунт в пределах верхнего слоя теплоизоляционными материалами, не впитывающими влагу (рис. 9.17).

В южных районах, где чередуются засушливые и дождливые периоды года, иногда возникает необходимость устанавливать *зону сезонного набухания глин при увлажнении и сезонного их высыхания с усадкой.* В таких районах подошву фундаментов располагают на глубине, ниже которой объем грунта не изменяется.

Как набухание и усадка, так и пучинистость грунтов могут существенно меняться после застройки территории вследствие более интенсивной инфильтрации воды в грунт, уменьшения испаряемости с поверхности и проникания воды из неисправных трубопроводов. Это необходимо учитывать при оценке возможного развития деформации морозного пучения или деформаций усадки и набухания в результате изменения влажности грунта.

9.5.5. Особенности сооружений

К особенностям сооружений, влияющим на выбор глубины заложения подошвы фундамента, относятся: наличие подвальных помещений, приямков, глубоких фундаментов под

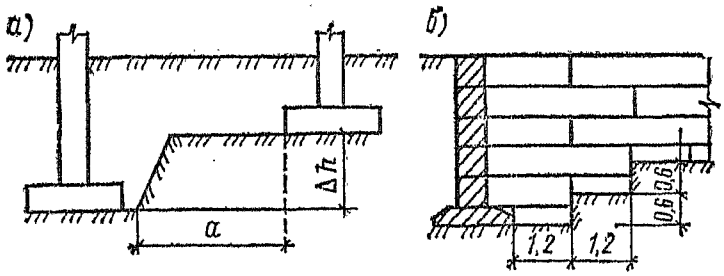


Рис. 9.18. Взаимное расположение фундаментов с различной глубиной заложения

оборудование, примыкание к фундаментам ранее построенных или будущих сооружений, характер подземного хозяйства около объекта строительства, а также конструкции самого фундамента. Обычно стараются предотвратить возможность нарушения структуры грунтов в основании фундамента при отрывке рядом более глубокого котлована. С этой целью предусматривают устройство перехода от подошвы фундаментов к глубокому котловану на величину

$$\Delta h \leqslant a\,(\operatorname{tg}\varphi_{\mathrm{I}} + c_{\mathrm{I}}/p_{\mathrm{I}}), \qquad (9.4)$$

где a — размер (указан на рис. 9.18, *а*); φ_{I} и c_{I} — расчетные, соответственно, угол внутреннего трения, град, удельное сцепление, кПа, грунта (для расчета по первой группе предельных состояний); p_{I} — среднее давление под подошвой вышерасположенного фундамента от расчетных нагрузок (для расчета основания по несущей способности), кПа.

В ленточных сборных фундаментах по их длине делают уступы высотой 0,3...0,6 м (полувысота или высота блока). Их располагают на расстояниях не менее двойной высоты уступа.

Указанные выше требования могут не соблюдаться, если более глубокие котлованы ограждают металлическим шпунтом, имеющим крепление, исключающее горизонтальные его перемещения.

При возведении сооружений в водоемах глубину заложения фундаментов назначают с учетом возможного размыва грунта.

К особенностям сооружений относятся также нагрузки, передаваемые на основание, чувствительность конструкций к неравномерным осадкам, планируемая долговечность сооружений и их уникальность. При высоких сооружениях, например дымовых трубах, мачтах и т. п., глубина заложения фундаментов диктуется необходимостью значительного развития их в стороны.

9.6. Проектирование оснований по второй группе предельных состояний (по деформациям)

9.6.1. Исходные положения

После того как задались типом и глубиной заложения фундамента (для одного из вариантов), определяют размеры его подошвы.

Рассмотренная ранее зависимость осадки фундамента от приложенной нагрузки (см. рис. 6.1, *б*) позволяет выделить четыре фазы напряженного состояния грунтов оснований. Стремление к полному использованию несущей способности грунта, казалось бы, должно приводить к назначению размеров подошвы фундамента, сообразуясь с предельным давлением, при котором происходит выбор грунта основания. Однако это возможно лишь при возведении сооружений, не чувствительных к неравномерным осадкам, так как у остальных сооружений недопустимые неравномерности осадки, нарушающие их нормальную эксплуатацию, возникают уже при значительно меньших давлениях. Таким образом, *главным положением при проектировании оснований, т. е. при выборе основных размеров подошвы фундаментов, является ограничение неравномерностей осадок, приводящих к деформации конструкций сооружений.* Именно этот основной принцип заложен в нормах проектирования оснований зданий и сооружений.

9.6.2. Расчет оснований по деформации

Поскольку неравномерные осадки сооружения могут вызвать появление в нем недопустимых деформаций или нарушить нормальные условия эксплуатации, приходится ограничивать величины неравномерности осадок. Это ограничение сводится к проверке условия

$$(\Delta s/L) \leqslant (\Delta s/L)_u, \quad \text{или} \quad i \leqslant i_u, \tag{9.5}$$

где Δs — разность между осадками соседних фундаментов, определяемая расчетом, в т. ч. с учетом фактора времени; L — расстояние между осями рассматриваемых соседних фундаментов; $(\Delta s/L)_u$ — предельно допустимое значение относительной неравномерности осадки; i — крен сооружения по расчету; i_u — предельно допустимый крен сооружения.

Значения $\Delta s/L$ должны определяться с учетом совместной работы сооружения с фундаментами и основанием. Однако СНиП 2.02.01—83 допускает, если конструкции сооружения не рассчитаны на усилия, возникающие в них при взаимодействии с основанием, находить $(\Delta s/L)_u$ и i_u по прилож. 4 к этому СНиПу. Величина $(\Delta s/L)_u$ зависит от чувствительности конструкций к неравномерным осадкам и от предъявляемых к сооружениям эксплуатационных требований (архитектурный облик, работа транспорта и другого оборудования).

Расчет основания по условию (9.5) является главным. Однако, чтобы убедиться в соблюдении этого условия, необходимо определить осадку каждого фундамента сооружения с учетом влияния загружения соседних фундаментов и площадей, а также с учетом возможных причин развития неравномерных осадок фундаментов (см. п. 9.2). Такой способ определения осадок трудоемок даже при использовании ЭВМ. В то же время на-

блюдениями установлено, что неравномерности осадки являются функцией средней осадки сооружения или абсолютной наибольшей осадки отдельных фундаментов. В связи с этим при горизонтальном залегании слоев достаточно убедиться в удовлетворении одного из следующих условий:

$$\bar{s} \leqslant \bar{s}_u; \quad s_{\max} \leqslant s_{\max u}, \tag{9.6}$$

где $\bar{s}$ — средняя осадка сооружения по расчету; $\bar{s}_u$ — предельное допустимое значение средней осадки сооружения; $s_{\max}$ — абсолютная наибольшая осадка фундамента по расчету; $s_{\max u}$ — предельно допустимое значение абсолютной осадки фундамента.

Среднюю осадку сооружения определяют по формуле

$$\bar{s} = \frac{a_1 s_1 A_1 + a_2 s_2 A_2 + \ldots + a_n s_n A_n}{a_1 A_1 + a_2 A_2 + \ldots + a_n A_n}, \tag{9.7}$$

где $a_1, a_2, \ldots, a_n$ — число однотипных фундаментов с одинаковой осадкой даже при учете влияния загружения соседних фундаментов; $s_1, s_2, \ldots, s_n$ — осадки отдельных или ленточных фундаментов; $A_1, A_2, \ldots, A_n$ — площади подошвы этих фундаментов.

При расчете основания по условию (9.6) во многих случаях нет необходимости определять осадки большого числа фундаментов. Обычно достаточно найти осадку одного-двух наиболее загруженных фундаментов, на которые, кроме того, оказывает влияние загружение соседних фундаментов. Если полученные при расчете осадки будут меньше $\bar{s}_u$, то можно утверждать, что остальные фундаменты, менее загруженные, также будут иметь осадку, меньшую $\bar{s}_u$, т. е. условие (9.6) будет удовлетворено. Аналогично поступают при расчете $s_{\max}$, определяя осадку наиболее тяжело загруженного фундамента с учетом влияния загружения соседних фундаментов.

9.6.3. Учет внецентренного действия нагрузки

Внецентренно загруженный фундамент, в плоскости подошвы которого действует, кроме нормальной силы, момент, получает не только осадку, но и поворот относительно главной оси инерции площади подошвы. Поворот выражается креном, определяемым по формуле

$$i = \frac{1 - \nu^2}{E_0 k_m} k_e \frac{N_{II} e}{(0{,}5a)^3}, \tag{9.8}$$

где ν и E_0 — соответственно средние значения коэффициента бокового расширения и модуля деформации грунта основания в пределах сжимаемой толщи; k_e — коэффициент, определяемый по табл. 5 прилож. 2 СНиП 2.02.01—83; k_m — коэффициент при расчете осадок методом линейно деформируемого слоя при $a \geqslant 10$ м и $E_0 \geqslant 10$ МПа, принимаемый по табл. 3 прилож. 2 СНиП 2.02.01—83; N_{II} — равнодействующая вертикальных

расчетных нагрузок, передаваемых на основание, при расчете по деформациям; e — эксцентриситет в рассчитываемом направлении; a — размер прямоугольной подошвы фундамента, в направлении которого действует момент.

По формуле (9.8) определяют крен отдельных и ленточных фундаментов при одноразовом загружении. Для нахождения крена при многократных загрузках и разгрузках в формулу (9.8) подставляют не модуль деформации грунта при сжатии, а модуль упругих деформаций с упругим последействием при разгрузке.

Крен фундамента определяют, если возможен его поворот. Однако надземные конструкции часто исключают поворот фундаментов, что должно учитываться при определении эксцентриситета равнодействующей.

Крен жесткого сооружения, опирающегося на систему фундаментов (см. рис. 9.1, *д*) или плиту, находят по формуле

$$i = (s_1 - s_2)/L, \tag{9.9}$$

где s_1 и s_2 — соответственно бо́льшая и меньшая осадки фундаментов системы или двух противоположных точек фундаментной плиты; L — расстояние между осями рассматриваемых фундаментов или точками, в которых установлены осадки s_1 и s_2.

9.6.4. Упрощенный расчет размеров подошвы фундаментов по расчетному сопротивлению грунта основания

В настоящее время осадки фундаментов рассчитывают исходя из линейной зависимости между напряжениями и деформациями. В связи с этим СНиП рекомендует ограничивать среднее давление по подошве любого фундамента расчетным сопротивлением грунта основания R, что позволяет рассчитывать осадки фундаментов по линейной зависимости между напряжениями и деформациями. Таким образом, при расчете оснований по деформациям требуется удовлетворить условие

$$p_{II} \leqslant R, \tag{9.10}$$

где p_{II} — среднее давление по подошве фундамента от основного сочетания расчетных нагрузок при расчете по деформациям; R — расчетное сопротивление грунта основания, при котором развивающиеся зоны пластических деформаций грунта (зоны местного нарушения устойчивости) незначительно нарушают линейную зависимость между напряжениями и деформациями всего основания в целом.

Расчетное сопротивление грунта основания, кПа, определяют по формуле

$$R = \frac{\gamma_{c1}\gamma_{c2}}{k}\left[M_\gamma k_z b \gamma_{II} + M_q d_1 \gamma'_{II} + (M_q - 1) d_b \gamma'_{II} + M_c c_{II}\right], \tag{9.11}$$

где γ_{c1} и γ_{c2} — коэффициенты условий работы соответственно основания и сооружения во взаимодействии с основанием; k — коэффициент: $k = 1$, если

Таблица 9.2. Значения коэффициентов M_γ, M_q и M_c

φ_{II}	M_γ	M_q	M_c	φ_{II}	M_γ	M_q	M_c
0	0	1,00	3,14	24	0,72	3,87	6,45
2	0,03	1,12	3,32	26	0,84	4,37	6,90
4	0,06	1,25	3,51	28	0,98	4,93	7,40
6	0,10	1,39	3,71	30	1,15	5,59	7,95
8	0,14	1,55	3,93	32	1,34	6,35	8,55
10	0,18	1,73	4,17	34	1,55	7,22	9,22
12	0,23	1,94	4,42	36	1,81	8,24	9,97
14	0,29	2,17	4,69	38	2,11	9,44	10,80
16	0,36	2,43	4,99	40	2,46	10,85	11,73
18	0,43	2,73	5,31	42	2,88	12,51	12,79
20	0,51	3,06	5,66	44	3,38	14,50	13,98
22	0,61	3,44	6,04	45	3,66	15,64	14,64

φ_{II} и c_{II} определены испытаниями; $k = 1{,}1$, если φ_{II} и c_{II} приняты по таблицам, исходя из физических характеристик грунта; M_γ, M_q, M_c — коэффициенты, зависящие от расчетного значения угла внутреннего трения φ_{II} (табл. 9.2); k_z — коэффициент: $k_z = 1$ принимается при $b \leqslant 10$ м; $k_z = (z_0/b) + 0{,}2$ при $b > 10$ (здесь $z_0 = 8$ м); b — ширина подошвы (меньший размер) фундамента, м; γ_{II} и γ'_{II} — расчетное значение удельного веса грунтов, залегающих соответственно ниже подошвы фундамента и в пределах глубины заложения фундамента, кН/м^3; d_1 — глубина заложения фундамента от пола подвала; при отсутствии пола подвала — от планировочной поверхности, м; d_b — глубина подвала, считая от планировочной отметки, но не более 2 м (при ширине подвала больше 20 м принимается $d_b = 0$); c_{II} — расчетное значение удельного сцепления, кПа.

Иногда при определении d_1 учитывают, что удельный вес бетонного пола в подвале больше удельного веса грунта.

Значения коэффициентов γ_{c1} и γ_{c2} принимают по таблицам СНиПа. При надежных грунтах в основании учет γ_{c1} и γ_{c2} иногда приводит к увеличению значения R почти в 2 раза. Кроме того, если ожидаемая осадка не превышает 40 % предельно допустимой, то значение R может быть увеличено еще на 20 %. По СНиПу значения R можно повышать и в других случаях, например когда конструкция фундамента улучшает условия его совместной работы с основанием.

Значения коэффициентов M_γ, M_q и M_c приведенные в табл. 9.2, установлены исходя из развития зон сдвигов на глубину $0{,}25b$. Принятие коэффициентов условий работы γ_{c1} и γ_{c2} больше единицы ведет к большому развитию этих зон. Однако, как показывает практика строительства, это вполне допустимо для грунтов, обладающих относительно небольшой сжимаемостью, так как грунты зоны сдвигов передают (в горизонтальном направлении) давление на достаточно хорошие грунты за пределами указанной зоны. Этим и объясняется сохранение

относительно линейной зависимости между нагрузкой на фундамент и его осадкой.

Опыт проектирования и строительства фундаментов зданий, имеющих обычные несущие конструкции, показывает, что для сравнительно нетяжелых зданий, например для протяженных жилых зданий высотой до 9 этажей, и жилых зданий башенного типа высотой до 14 этажей при относительно хороших грунтах (см. табл. 6 СНиП 2.02.01—83) расчет по деформации можно ограничить удовлетворением условия (9.10). При соблюдении этого условия осадки по расчету получаются существенно меньше предельно допустимых, т. е. автоматически удовлетворяются условиями (9.5) и (9.6).

В СНиП строго оговорены случаи, когда допускается такой упрощенный расчет по деформациям. Конечно, этот расчет недостаточен при наличии в основании глин и суглинков с показателем текучести $I_L \geqslant 0{,}5$ и супеси при $I_L \geqslant 0$, а также при выклинивании слоев грунта или при наклонных границах перехода от одного слоя к другому, а также в случае, когда размеры ленточных фундаментов по ширине или площади подошвы отдельных фундаментов отличаются более чем в 2 раза.

Поскольку упрощенный расчет по соотношению (9.10) условно является расчетом по деформациям, целесообразно принимать единое значение R для всех фундаментов отдельного сооружения. Величину R в таком случае определяют для основного узкого фундамента. Получение большего значения R для широких фундаментов проектируемого сооружения нецелесообразно, так как это приведет к увеличению возможных неравномерностей осадки.

9.6.5. Проверка давления на подстилающий слой слабого грунта

Иногда на глубне z под несущим слоем залегает менее прочный грунт (рис. 9.19), в котором могут развиваться пластические деформации. Поэтому рекомендуется проверять напряжения, передаваемые на кровлю слабого грунта, по условию

$$\sigma_{zp} + \sigma_{zg} \leqslant R_z, \tag{9.12}$$

где σ_{zp} — дополнительное вертикальное напряжение от загрузки фундамента, определяемое по формуле (6.4); σ_{zg} — напряжение от собственного веса грунта, считая от природного рельефа грунта; R_z — расчетное сопротивление грунта на глубине кровли слабого грунта z.

Величину R_z СНиП рекомендует устанавливать по формуле (9.11). Коэффициенты условий работы γ_{c1} и γ_{c2} и надежности k, а также коэффициенты M_γ, M_q и M_c (см. табл. 9.2) находят применительно к слою слабого грунта. Значения b и d_z определяют

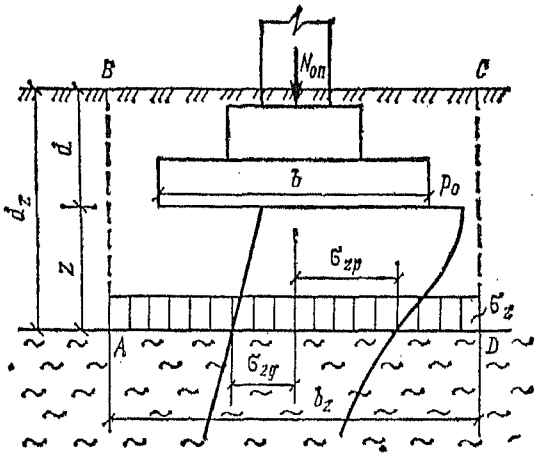


Рис. 9.19. Схема условного фундамента *ABCD* при проверке давления на подстилающий слой слабого грунта

для условного фундамента *ABCD* (см. рис. 9.19), размеры которого назначают, сообразуясь с рассеиванием напряжений в пределах слоя толщиной z.

Если принять, что σ_{zp} (давление) действует по подошве условного фундамента *ABCD*, то площадь его подошвы должна составлять

$$A_z = N_{0\,II}/\sigma_{zp},$$

где N_{0II} — нагрузка, передаваемая конструкциями на обрез фундамента.

Зная A_z, найдем ширину условного прямоугольного фундамента по формуле

$$b_z = \sqrt{A_z + a^2} - a,$$

где $a = (l - b)/2$ (здесь l и b — размеры подошвы проектируемого фундамента).

При ленточных фундаментах $b_z = A_z : 1$. Найдя b_z вычисляют по формуле (9.11) значение R_z — расчетное сопротивление грунта подстилающего слоя. Зная R_z, проверяют условие (9.12). При его удовлетворении зоны сдвигов не играют существенной роли в величине развивающейся осадки, поэтому применима линейная зависимость между напряжениями и деформациями, в противном случае необходимо принять бóльшие размеры подошвы, при которых условие (9.12) будет удовлетворяться.

9.7. Проектирование оснований по первой группе предельных состояний (по несущей способности)

Опыт строительства некоторых сооружений показывает, что иногда грунты в основании под действием нагрузки, передаваемой фундаментом, теряют устойчивость и выдавливаются из-под него в стороны и вверх.

Так, Трансконский элеватор в Канаде дал одним краем осадку более 8 м с выпором грунта из-под фундаментной плиты вверх.

Нарушение устойчивости (прочности) грунтов в основании возможно при передаче фундаментами горизонтальных и выдер-

гивающих сил, при возведении сооружений на нисходящих откосах и при относительно неглубоком заложении фундаментов, в частности при наличии подвалов, а также при возведении фундаментов на скальных породах. Для обеспечения прочности и устойчивости грунтов в основании его рассчитывают по несущей способности как на вертикальные нагрузки, так и на горизонтальные составляющие (на сдвиг по подошве или с основанием). Схема разрушения основания, принимаемая в расчете, в условиях предельного состояния должна быть статически и кинематически возможна для данного сочетания воздействий и конструкции фундамента и сооружения.

Расчет основания по несущей способности производится по условию

$$F \leqslant \gamma_c F_u / \gamma_n, \tag{9.13}$$

где F — расчетная сила, передаваемая на основание от основного и особого сочетаний нагрузок; γ_c — коэффициент условий работы в зависимости от вида грунтов в основании (от 0,8 до 1); F_u — сила предельного сопротивления основания, определяемая из условия предельного равновесия грунтов в основании или прочности скальной породы по направлению, соответствующему направлению силы F; γ_n — коэффициент надежности в зависимости от класса сооружения (принимается 1,1 ... 1,2).

При нескальных грунтах силу F_u определяют по формулам механики грунтов, полученным для отдельных случаев загружения, исходя из условия предельного равновесия, обусловленного касательными напряжениями во всех точках поверхности скольжения, в соответствии с выражением

$$\tau = c_I + \sigma_I \operatorname{tg} \varphi_I, \tag{9.14}$$

где c_I и φ_I — расчетные значения соответственно удельного сцепления, кПа, и угла внутреннего трения с учетом коэффициента надежности по грунту; σ_I — нормальное напряжение к поверхности скольжения в точке проверки условия предельного равновесия от действия внешней силы заданного направления.

В более общем случае вертикальную составляющую предельной силы, действующей на основание, сложенное нескальными грунтами, в стабилизированном состоянии СНиП 2.02.01—83 рекомендует определять по формуле

$$N_u = b' l' \left(N_\gamma \xi_\gamma b' \gamma_I + N_q \xi_q \gamma_I' d + N_c \xi_c c_I \right), \tag{9.15}$$

где b' и l' — приведенные ширина и длина подошвы фундамента, вычисляемые по формулам (9.17); N_γ, N_q, N_c — безразмерные коэффициенты несущей способности, определяемые по таблице СНиП; γ_I и γ_I' — расчетные значения удельного веса грунтов, кН/м³, находящиеся в возможной призме выпирания соответственно ниже и выше подошвы фундамента, принимаемые с учетом взвешивающего действия воды на глубинах ниже поверхности подземных вод; d — наименьшая глубина заложения фундамента, считая от проектной отметки поверхности планировки или пола подвала, м; ξ_γ, ξ_q, ξ_c — коэффициенты, учитывающие форму подошвы фундамента:

$$\xi_\gamma = 1 - 0{,}25/\eta; \quad \xi_q = 1 + 1{,}5/\eta; \quad \xi_c = 1 + 0{,}3/\eta, \tag{9.16}$$

$\eta = l/b$ — отношение длины к ширине подошвы фундамента при наличии эксцентриситета $\eta = l'/b'$; когда $l'/b' < 1$ в формулах (9.16) принимают $\eta = 1$.

Значения b' и l' определяются по формулам

$$b' = b - 2e_b; \quad l' = l - 2e_l, \tag{9.17}$$

где b и l — ширина и длина подошвы фундамента, м; e_b и e_l — эксцентриситеты равнодействующей силы относительно продольной и поперечной осей подошвы, м.

Пылевато-глинистые и другие водонасыщенные слабофильтрующие грунты не могут в полной мере уплотняться в процессе приложения нагрузки, поэтому в грунте под фундаментом возникает избыточное давление в поровой воде. Это существенно снижает несущую способность грунтов основания. В таком случае предельное сопротивление грунта сдвигу в любой точке может быть найдено из выражения

$$\tau = c_I + (\sigma_I - u) \operatorname{tg} \varphi_I, \tag{9.18}$$

где u — давление в поровой воде, кПа, в точке определения напряжения σ_I; остальные обозначения те же, что и в выражении (9.14).

Пользоваться уравнением (9.15) СНиП 2.02.01—83 рекомендуют при наличии грунта в основании в стабилизированном состоянии и когда интенсивность большей пригрузки с одной стороны фундамента не превышает $0{,}5R$ (где R — расчетное сопротивление основания). В более сложных случаях приходится использовать упрощенные способы расчета потери устойчивости фундамента с массивом грунта по круглоцилиндрическим или ломаным поверхностям скольжения. В некоторых случаях целесообразно применение численных методов.

При быстром приложении вертикальной нагрузки на основание, сложенное водонасыщенными глинами и суглинками, допускается принимать $\varphi = 0$. В этом случае при приложении наклонной равнодействующей вертикальную составляющую предельного сопротивления основания для ленточного фундамента находят по формуле

$$n_u = b' [q + (1 + \pi - \alpha + \cos \alpha) c_I], \tag{9.19}$$

где q — пригрузка основания со стороны фундамента, в направлении которой действует горизонтальная составляющая нагрузки, кН/м^2; $\pi = 3{,}14$; α — угол, рад:

$$\alpha = \arcsin [f_h/(b' c_I)], \tag{9.20}$$

f_h — горизонтальная составляющая нагрузки на основание в пределах длины 1 м фундамента, кН/м.

Формулой (9.19) можно пользоваться при $l/b > 3$ и $b' c_I \geqslant f_h$. При действии только вертикальной нагрузки предельную интенсивность давления определяют по формулам (8.8)...(8.11).

Когда фундамент опирается на скальный грунт, вертикальная составляющая силы предельного сопротивления основания

N_u, кН, при любой глубине заложения фундамента вычисляется по формуле

$$N_u = R_c b' l', \tag{9.21}$$

где R_c — расчетное значение предельной прочности скальной породы на одноосное сжатие, кПа.

10. ФУНДАМЕНТЫ, ВОЗВОДИМЫЕ В ОТКРЫТЫХ КОТЛОВАНАХ

10.1 Конструкции фундаментов

10.1.1. Общие положения

Основным назначением любого фундамента является передача нагрузки от несущих конструкций сооружения на грунты основания. Поскольку напряжения в сечениях несущих конструкций (колонн, стен и др.), устанавливаемые исходя из прочности материалов этих конструкций, во много раз больше давления, которое могут воспринять грунты основания, фундаменты должны так снижать давление по их подошвам, чтобы оно не приводило к недопустимым деформациям основания сооружения. При значительном развитии подошвы фундамента приходится делать большие выносы в стороны, которые работают на изгиб, при этом в фундаменте возникают растягивающие напряжения.

Иногда перед фундаментами ставится еще одна задача — обеспечить уменьшение неравномерности осадки до допустимых значений для данного сооружения. С этой целью нагрузку от группы колонн или стен передают на один фундамент, делая его ленточным или в виде сплошной плиты. Такие фундаменты, работая на изгиб, частично выравнивают осадку.

Таким образом, при проектировании после принятия глубины заложения фундаментов стремятся подобрать такие размеры подошвы и выбрать такую их конструкцию, которые обеспечивали бы допустимые деформации оснований сооружений. Если это невозможно, глубину заложения фундаментов увеличивают до слоя более плотного грунта.

10.1.2. Типы фундаментов

Основными типами фундаментов в открытых котлованах являются: отдельные, ленточные под колонны, ленточные под стены, сплошные и массивные.

Отдельные фундаменты (рис. 10.1, *а*) устраивают под колонны и стены в комбинации с фундаментными балками (рандбалками). Подошву таких фундаментов можно развивать

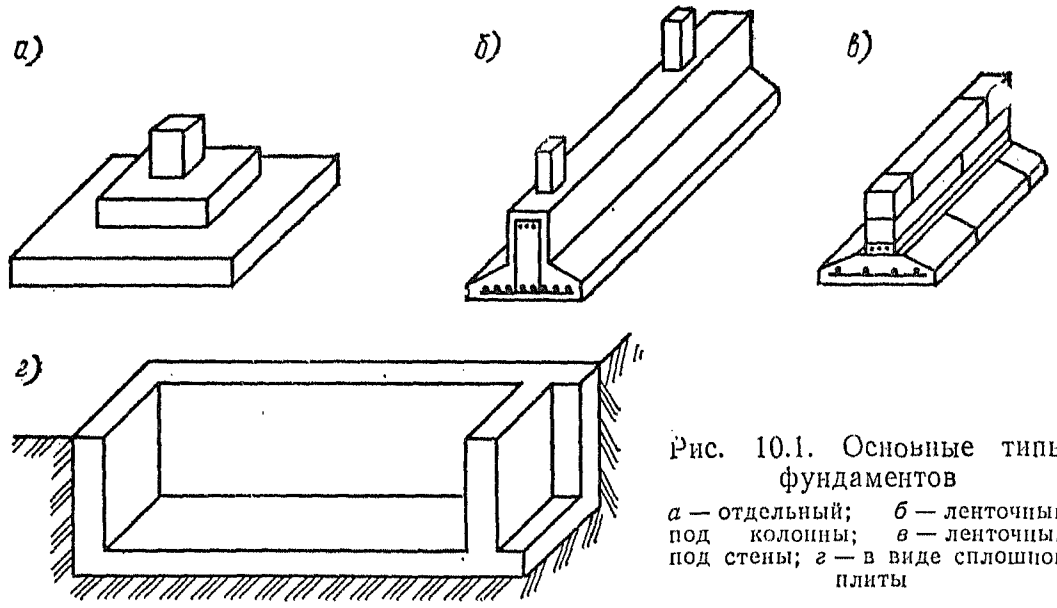


Рис. 10.1. Основные типы фундаментов

а — отдельный; *б* — ленточный под колонны; *в* — ленточный под стены; *г* — в виде сплошной плиты

в длину и ширину. Отдельные фундаменты не увеличивают жесткости сооружения. Обычно их применяют в случаях, когда неравномерности осадки не превышают допустимых значений. Иногда удается выравнивать осадки путем уменьшения давления под подошвой фундаментов, которые по расчету должны получить бо́льшие осадки.

Ленточные фундаменты под колонны (рис. 10.1, *б*) воспринимают нагрузку от ряда колонн. Иногда под сетку колонн делают ленточные фундаменты в двух направлениях (перекрестные ленты). Ленточные фундаменты устраивают для уменьшения неравномерностей осадки отдельных колонн, а перекрестные ленты позволяют выравнивать осадки не только отдельных колонн в ряду, но и здания в целом.

Ленточные фундаменты под стены (рис. 10.1, *в*) иногда называют непрерывными. Такие фундаменты несущественно изменяют жесткость сооружения. При большой жесткости стен ленточные фундаменты почти не работают на изгиб в продольном направлении. Эти фундаменты в целях снижения давления по их подошве можно развивать только в поперечном направлении. Такие фундаменты иногда делают с целью устройства подвальных помещений и технических подполий.

Сплошные фундаменты устраивают под всем сооружением или под его частью в виде железобетонных плит под сетку колонн и стен (рис. 10.1, *г*). Такие плиты работают на изгиб в двух взаимно перпендикулярных направлениях. Иногда целесообразно делать сплошные фундаментные плиты коробчатой формы. В таком случае нижняя фундаментная плита и перекрытие под подвальными помещениями, объединенные вертикальными стенами подвала, совместно работают на изгиб. При

устройстве коробчатых фундаментов в подвальных помещениях в стенах делают не двери, а лазы.

Сплошные фундаменты способствуют уменьшению неравномерности осадки в двух направлениях, поэтому СНиП 2.02.01—83 разрешает предельные значения средних осадок увеличивать в 1,5 раза. Очевидно это в равной степени относится и к максимальной величине осадки колонн каркасных зданий. Размеры подошв этих фундаментов, как правило, обусловлены размерами в плане сооружения или его части, опирающейся на фундамент.

Сплошные фундаменты часто деляют при необходимости устройства гидроизоляции подземной части сооружения. Для упрощения устройства и надежности гидроизоляции не следует делать выносы плиты за пределы контура стен. В случае отсутствия гидроизоляции для уменьшения момента в пролетной части фундаментной плиты выполняют выносы плиты за контуры наружных стен.

Массивные фундаменты устраивают в виде жесткого массива под всем небольшим в плане сооружением (дымовая труба, доменная печь, и т. п.).

10.1.3. Материалы для устройства фундаментов

Фундаменты, кроме действия внешних нагрузок, испытывают влияние подземных и поверхностных вод, а также замерзание и оттаивание влаги в порах кладки. В связи с этим материалы для фундаментов должны обладать определенной прочностью, неразмокаемостью и морозостойкостью.

Долговечность фундаментов обеспечивается устройством их из железобетона, бетона, бутобетона, бутовой кладки. Дерево применяется для временных, а металл для сборно-разборных сооружений. Для возведения фундаментов из бутовой кладки приходится использовать ручной труд, поэтому ее применяют редко.

Бетон является более совершенным материалом для фундаментов. Применяют бетон класса В5...В15. С целью уменьшения расхода цемента используют бутобетон (в бетон втапливают бутовые камни). Монолитные бетонные фундаменты особенно целесообразны при бетонировании без опалубки в распор со стенками котлованов. Котлованы могут быть получены бурением скважин или вытрамбовыванием ложа.

Из бетона и бутобетона делают блоки для сборных фундаментов, в частности сплошные или пустотелые фундаментные стеновые блоки.

Наиболее широкое применение в качестве материала для фундаментов нашел железобетон. Этот материал незаменим для устройства ленточных фундаментов под колонны и сплошных

фундаментных плит, поскольку хорошо сопротивляется изгибу, морозостоек и при определенной плотности ему можно придавать свойство водонепроницаемости. Из железобетона делают самые разнообразные блоки для сборных фундаментов, а также панельные фундаменты. Это позволяет максимально механизировать работы по устройству фундаментов.

10.1.4. Конструкции сборных фундаментов

Особенно целесообразно устройство сборных ленточных фундаментов под стены. В таком случае на дно котлована при пылевато-глинистых грунтах насыпают слой песка толщиной 6...10 см, который выравнивают под правило. На песок укладывают фундаментные плиты (блоки-подушки), которые, распределяя нагрузку от стены на грунт основания, работают на изгиб (см. рис. 10.1, *в*). На плиты устанавливают фундаментные стеновые блоки. С целью экономии материально-технических средств и уменьшения числа типоразмеров фундаментных плит их укладывают с зазорами (рис. 10.2, *а*), т. е. устраивают ленточный фундамент с прерывистой подушкой. Зазоры позволяют подобрать необходимую площадь подошвы при одной ширине блоков фундаментных плит. Зазоры между плитами заполняют песком с уплотнением. За последнее время стали применять фундаментные плиты с угловыми вырезами, считая что в местах вырезов в грунте образуются сводики. Это, по мнению Е. А. Сорочана*, дает возможность принимать повышенное значение расчетного сопротивления основания.

Если с целью уменьшения чувствительности здания к неравномерным осадкам в кладке фундаментов и стен делают пояса, то по фундаментным плитам в уширенный шов кладки устанавливают непрерывную арматуру (см. рис. 10.1, *в*) вдоль всех стен. При фундаментах с прерывистой подушкой из фундаментных плит такое армирование выполняют по первому ряду фундаментных стеновых блоков (рис. 10.2, *а*).

При возведении крупнопанельных зданий применяют фундаментные плиты в виде панелей и цокольные (стеновые) панели. Последние могут одновременно являться и цоколем с соответствующей облицовкой.

Отдельные фундаменты под колонны иногда делают также сборными (рис. 10.2, *б*). Сборные фундаменты под колонны наиболее целесообразны, когда их можно сделать из одного блока небольшой массы. Сборка фундаментов из нескольких блоков приводит к дополнительному расходованию арматуры, располагающейся в нескольких уровнях. Применение отдельных фунда-

* Сорочан Е. А. Проектирование фундаментов из сборных железобетонных плит: (В развитие СНиП 2.02.01—83)//Основания, фундаменты и механика грунтов, 1984, № 4.

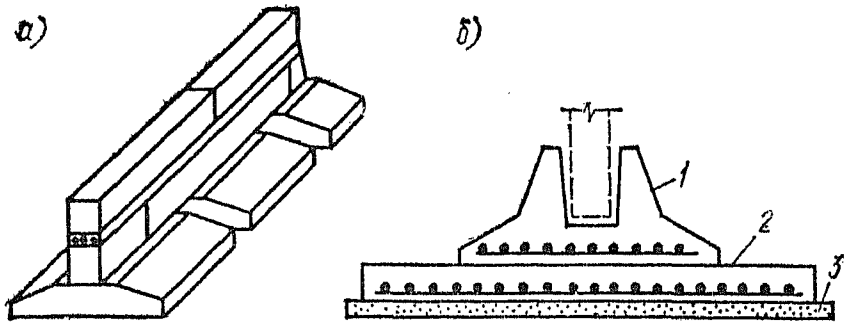


Рис. 10.2. Сборные фундаменты
1 — подколонник; *2* — плита; *3* — подсыпка из песка

ментов из двух и более блоков рационально лишь при необходимости их возведения в сжатые сроки (для исключения промерзания грунтов, удешевления работ по осушению котлованов и т. п.).

При устройстве фундаментов из пустотелых сборных блоков можно достигнуть уменьшения расхода бетона, массы фундамента, сроков его возведения, трудовых затрат на строительство, однако при этом обычно увеличивается расход стали, возрастают трудовые затраты на заводе.

10.1.5. Конструкции монолитных фундаментов

Сплошные фундаменты, ленточные фундаменты под колонны, массивные фундаменты, имеющие небольшую площадь опалубки по сравнению с объемом бетона, отдельные фундаменты сложного очертания под колонны и оборудование, как правило, делают из монолитного железобетона. Монолитными часто делают и фундаменты простого очертания под колонны, когда их нельзя выполнить из одного блока.

Недостатками монолитных фундаментов являются: меньшая оборачиваемость опалубки, чем на заводе; значительные трудовые затраты непосредственно на строительстве; сложность обеспечения схватывания и твердения бетона в зимних условиях; большая продолжительность работ по их устройству по сравнению со сборными блочными фундаментами. Однако применение типовой инвентарной опалубки и способов ускорения схватывания и твердения бетона во многих случаях делает монолитные фундаменты более экономичными. Иногда в качестве опа-

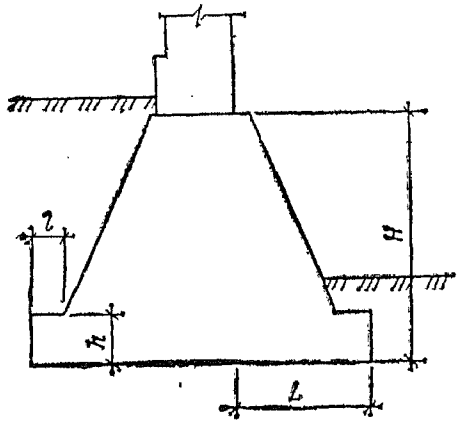


Рис. 10.3. Разрез по трапециевидному ленточному фундаменту под стену

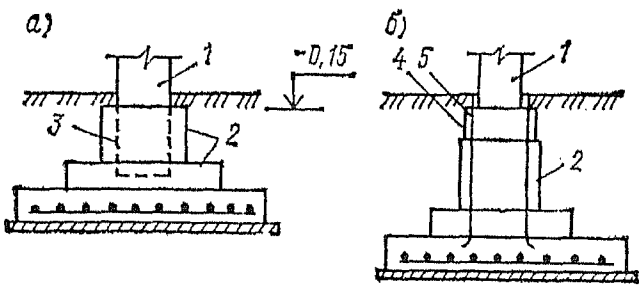


Рис. 10.4. Монолитные железобетонные фундаменты
1 — колонна; *2* — фундамент; *3* — стакан для колонны; *4* — металлический подколонник; *5* — болты

лубки используют тонкостенные сборные железобетонные элементы, которые входят в состав конструкции фундамента.

Монолитные фундаменты из бетона, бутобетона и бутовой кладки, т. е. плохо сопротивляющиеся растягивающим напряжениям, применяют, когда они работают в основном на сжатие. Выступающие части фундаментов в таких случаях делают с уступами или наклонными (рис. 10.3). Наименьшее отношение высоты уступа к его выносу $h : l$ и высоты фундамента к его полному выносу $H : L$ устанавливается в пределах от 2 до 1 в зависимости от прочности кладки фундамента и интенсивности давления по подошве.

Под железобетонные монолитные фундаменты обычно устраивают подготовку из слоя щебня, втрамбованного в грунт и политого раствором, или из тощего бетона. Подготовка предназначается для предотвращения: 1) вытекания цементного молока из бетонной смеси в грунт (при фильтрующих грунтах); 2) перемешивания бетонной смеси с грунтом (при несвязных и слабых грунтах); 3) возможности погружения арматуры в грунт (при тяжелой арматуре и слабом грунте). При плотных слабофильтрующих грунтах подготовку не делают, а принимают толщину защитного слоя бетона под арматурой в 5...8 см. При наличии же подготовки толщина защитного слоя составляет 3 см.

Устройство верхней части фундаментов зависит от характера опирающихся на них конструкций. При сборных железобетонных колоннах для их установки в фундаментах делают стаканы (рис. 10.4, *а*) или предусматривают стык колонны с фундаментом с помощью закладных деталей. Фундаменты выполняют с повышенной стаканной частью, чтобы можно было произвести обратную засыпку грунта до проектной отметки перед установкой колонн. При металлических колоннах обрез фундамента располагают на глубине 0,5...1 м от поверхности грунта для возможности размещения металлического подколонника ниже отметки планировки и пола здания (рис. 10.4, *б*).

10.1.6. Защита фундаментов от агрессивных подземных вод

Подземные воды являются слабыми растворами химических веществ. Некоторые из этих веществ при определенной

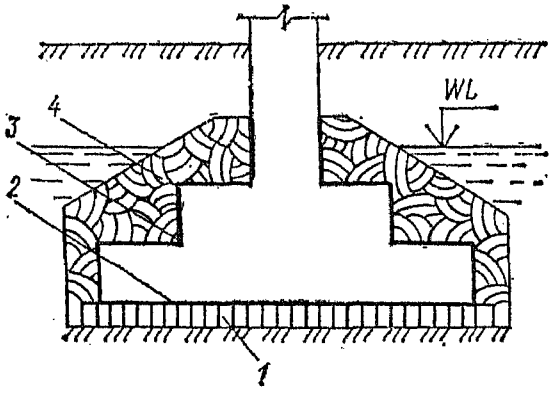


Рис. 10.5. Изоляция фундамента от агрессивных подземных вод

концентрации образуют агрессивную по отношению к бетону среду. Под воздействием агрессивных подземных вод бетон фундаментов разрушается, арматура оголяется и кородирует. Интенсивность процесса зависит от степени и вида агрессивности подземных вод, водопроницаемости грунтов, скорости перемещения воды относительно фундамента, плотности бетона, наличия в нем трещин, особенно в зоне растяжения, и от толщины конструкции.

Для конструкций, располагающихся в грунте, установлены определенные нормы содержания химических веществ в подземной воде, при которых она считается агрессивной по отношению к бетону (СНиП 2.03.11—85). Избежать воздействия некоторых видов агрессивности подземных вод на бетон можно применением более стойких к данному виду агрессивности цементов (например, сульфатостойких цементов при сульфатной агрессивности воды). Хорошо сопротивляются агрессивности подземных вод очень плотные бетоны в трещиностойких конструкциях.

Если нет гарантии получения очень плотного бетона, приходится изолировать фундаменты от агрессивных подземных вод (рис. 10.5). Особое внимание уделяют гидроизоляции фундамента снизу, где арматура защищена лишь небольшим слоем бетона. Для этого при устройстве монолитных фундаментов делают подготовку *1* из щебня, втрамбованного в грунт и политого битумом, или из асфальта. Подготовку покрывают за 2 раза битумной мастикой или мастикой из полимерных смол *2*. В исключительных случаях по подготовке, выровненной стяжкой, укладывают рулонную гидроизоляцию на соответствующей мастике.

Разрушение бетона с боков фундамента менее опасно, поэтому в таких местах часто ограничиваются покрытием поверхностей фундамента за 2 раза черным вяжущим или мастикой из полимерых смол *3*. Дополнительно вокруг фундамента делают замок из перемятой глины *4*. Когда агрессивность грунтовых вод велика или возможен разлив агрессивных химических растворов на пол по грунту, устраивают более сложную гидроизоляцию из рулонных материалов.

При агрессивной среде тщательно изолируют стены здания для предотвращения подсоса капиллярной воды из грунта через фундамент.

10.1.7. Гидроизоляция подвальных помещений

При высоком стоянии уровня грунтовых вод или возможном его подъеме возникает опасность проникания влаги в подвальные помещения и даже угроза затопления подвалов и приямков. В таких случаях устраивают гидроизоляцию этих помещений. Конструкцию гидроизоляции выбирают в зависимости от характера грунтов основания, типа фундаментов, допустимой влажности воздуха в подвале и превышения уровня грунтовых вод над отметкой пола подвала (рис. 10.6).

Если уровень грунтовых вод ($W \cdot L$) располагается ниже отметки пола подвала (рис. 10.6, *а*) и не поднимается выше нее, но по капиллярам влага может проникать в подвал, то пол и штукатурку стен выполняют из плитки или в виде цементного слоя с железнением, а с наружной стороны фундаменты покрывают гидроизоляционной мастикой. В этом случае осадки здания, развивающиеся после устройства пола и покрытия штукатуркой стен в подвале, могут повредить их. Однако вследствие небольшого проникания капиллярной влаги по трещинам это мало отражается на влажностном режиме подвалов. Кроме того, такие трещины легко можно заделать со стороны подвала.

Если уровень грунтовых вод находится или может подниматься выше отметки пола подвала, необходимо делать сплошную гидроизоляцию под полом и по стенам на высоту 0,5 м выше отметки его ожидаемого положения. Такая гидроизоляция испытывает гидростатическое давление, направленное в сторону изолируемого помещения. Для удержания гидроизоляции в проектном положении ее прижимают специальной конструкцией, способной воспринять указанное давление (рис. 10.6, *в*, *г*). Если при этом уровень грунтовых вод может подниматься выше отметки пола подвала не более чем на 0,5 м (рис. 10.6, *б*), то *гидроизоляцию пола можно удержать пригрузочным слоем бетона.* Вес слоя бетона на единицу площади должен быть не менее гидростатического давления, а толщина пригрузочного слоя из тощего бетона в этом случае равняться приблизительно

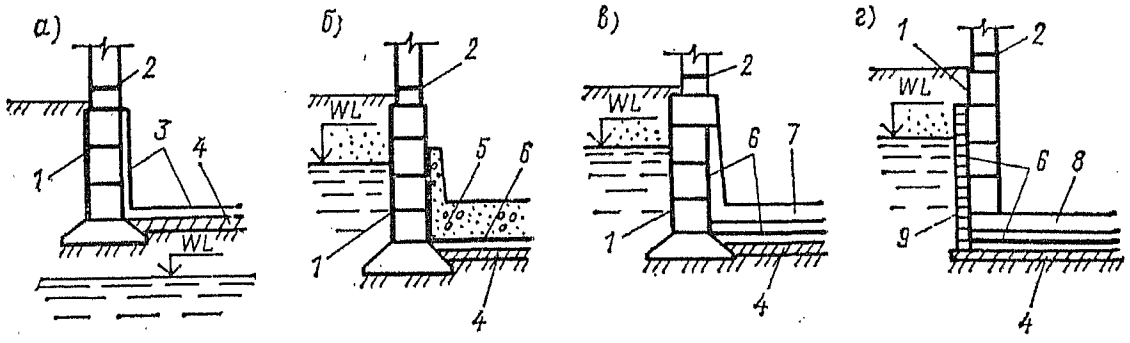


Рис. 10.6. Гидроизоляция подвальных помещений

1 — обмазка; *2* — гидроизоляция между фундаментом и стеной; *3* — цементный слой или плитка; *4* — подготовка; *5* — пригрузочный слой бетона; *6* — рулонная гидроизоляция; *7* — железобетонный кессон; *8* — фундаментная плита; *9* — защитная стенка

расстоянию по вертикали от пола подвала до максимального уровня грунтовых вод. Если уровень грунтовых вод поднимается выше отметки пола подвала более чем на 0,5 м, то для удержания гидроизоляции в проектном положении делают специальную конструкцию, работающую на изгиб. В зависимости от характера этой конструкции различают гидроизоляцию внутреннюю и наружную.

Внутреннюю гидроизоляцию (рис. 10.6, *в*) устраивают изнутри подвального помещения, прижимая ее железобетонной плитой со стенками (кессоном) после возведения фундаментов и самого здания. Стенки кессона упирают в выступающие части фундаментов или в перекрытие. Тем самым исключают поднятие (всплытие) кессона. Одновременно создается возможность передачи части давления от сооружения на грунт через вертикальные стенки и днище кессона (плиту). Если после устройства гидроизоляции и кессона будет происходить осадка фундаментов, то вместе с ними переместится и кессон. Однако это возможно лишь при уплотнении грунтов под кессоном, сопровождающемся значительным увеличением реактивного давления. Чтобы избежать такого явления, надо гидроизоляцию и кессон делать после стабилизации осадки сооружения или устраивать под днищем кессона (плитой) легко сжимаемые прокладки (например, из торфа). Однако в этом случае целесообразнее выполнять наружную гидроизоляцию.

Наружную гидроизоляцию (рис. 10.6, *г*) устраивают до возведения фундамента, прижимая ее сплошной фундаментной плитой. Выполнение таких работ значительно проще устройства внутренней гидроизоляции, упрощаются и работы по устройству фундаментов. В этом случае на бетонную подготовку, выровненную стяжкой из цементного раствора, укладывают сплошной слой гидроизоляции, который покрывают слоем стяжки из цементного раствора для защиты от повреждений во время устройства железобетонной фундаментной плиты. Изоляционный ковер выпускают за пределы контура фундаментной плиты, защищая выпуски обычно присыпкой песка. После бетонирования фундаментной плиты и устройства стен подвалов выпуски изоляционного ковра отгибают вверх, наклеивая на наружные стены фундамента. Вертикальную гидроизоляцию защищают стенками из кирпича или сборными плитами от возможности повреждения при обратной засыпке грунта и сползания в случае неплотной укладки грунта в пазухи фундаментов.

Наружная гидроизоляция более надежна, так как имеет меньшее число изгибов (переломов) по сравнению с внутренней. Для устройства наружной гидроизоляции применяют рулонные материалы (стеклорубероид, гидроизол, изол, бризол и др.), сваренную полиэтиленовую и другие пленки, а также материалы, наносимые набрызгом. Материалы на битумной основе недолго-

вечны. Особенно быстро они разрушаются выше уровня грунтовых вод и в зоне его колебания. Гидроизоляцию следует выполнять в сухом котловане, поэтому под подготовкой часто укладывают временный пластовый дренаж в виде песчаного слоя, из которого во время устройства гидроизоляции и фундаментов откачивают воду. При этом не допускают всплытия под напором грунтовых вод уже сделанных конструкций.

10.2. Определение размеров подошвы жестких фундаментов

10.2.1. Исходные положения

В п. 9 было отмечено, что в случае малосжимаемых грунтов и грунтов средней сжимаемости, залегающих на площадках строительства жилых зданий большой протяженности высотой до 9 этажей и башенного типа высотой до 14 этажей, при расчете оснований по второй группе предельных состояний (по деформациям) достаточно удовлетворить условие (9.10). При грунтах, обладающих повышенной сжимаемостью, а также при проектировании фундаментов под тяжелые здания основания рассчитывают, исходя из выполнения условий (9.5) или (9.6). Однако для расчета осадок фундаментов надо знать размеры подошвы и давление, передаваемое фундаментами на грунты основания. С этой целью предварительно определяют размеры подошвы фундаментов исходя из расчетного сопротивления грунта основания, т. е. сначала выполняют простейший расчет по второй группе предельных состояний (по деформациям).

10.2.2. Нагрузки, учитываемые при расчете оснований по деформациям

Расчет основания по расчетному сопротивлению грунта является этапом проектирования оснований по деформациям, поэтому его проводят на основное сочетание расчетных нагрузок по СНиП 2.01.01—82, при этом нежелательно как занижение, так и завышение нагрузок.

В основное сочетание нагрузок входят постоянно действующие и временные нагрузки, принимаемые с соответствующими коэффициентами сочетания. Постоянной нагрузкой является собственный вес конструкций сооружения. Под его действием уплотняются грунты основания. Фактическое значение временных нагрузок трудно определить точно. Расчетные значения полезных нагрузок на перекрытия зданий при расчете по деформациям часто завышены. Если здание имеет однотипные несущие конструкции (например, внутренние и наружные несущие стены), это приводит к более или менее одинаковому завышению

нагрузки и осадки всех фундаментов во время строительства. При наличии разнотипных конструкций (например, здание с неполным каркасом), как уже отмечалось, приводит к неодинаковой загрузке фундаментов во времени, что способствует развитию неравномерных осадок.

При выборе кратковременных нагрузок важно учитывать длительность их действия. Если в основании залегают насыщенные водой пылевато-глинистые грунты, медленно деформирующиеся по мере выдавливания воды из пор и развития деформаций ползучести, то кратковременные нагрузки (например, порывы ветра) почти не отражаются на величине осадки зданий. В связи с этим из числа так называемых кратковременных нагрузок (по классификации СНиПа) при проектировании зданий выбирают такие, которые действуют относительно продолжительное время. При быстро деформирующихся грунтах (пески, супеси) из кратковременных нагрузок учитывают все с коэффициентом сочетания.

Рассмотренные нагрузки действуют на конструкции сооружений, которые передают их на основания. Деформации же оснований приводят к деформациям конструкций. При неразрезной конструкции в местах с большей податливостью основания несущие конструкции (колонны, стены) будут разгружаться, и наоборот. Это приведет также к разгрузке соответствующих фундаментов и к дополнительной нагрузке фундаментов, расположенных на участках основания с меньшей податливостью. В связи с этим требуется вести расчеты с учетом совместной работы грунтов в основании, фундаментов и надземных конструкций. Однако вследствие трудностей оценки изгибной жесткости надземных конструкций сооружения в целом при проектировании такие расчеты проводятся относительно редко.

Учет указанной совместной работы при использовании ЭВМ позволит более точно и экономично проектировать основания. В настоящее время для этого необходимо исходить из работы всего сооружения в целом как балки или плиты на линейно деформируемом основании (аналогично расчету балок и плит на упругом основании) или решать задачу последовательным приближением.

10.2.3. Определение размеров подошвы центрально нагруженных фундаментов

Центрально нагруженным считают фундамент, у которого равнодействующая внешних нагрузок проходит через центр тяжести площади его подошвы.

Как было сказано, при проектировании сначала задаются глубиной заложения фундамента и определяют максимальное

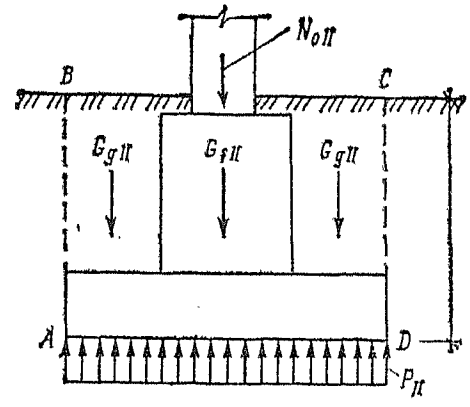


Рис. 10.7. Расчетная схема центрально нагруженного фундамента

расчетное значение нагрузки, действующей на его обрез от основного сочетания нагрузок N_{0II} для расчета основания по деформациям.

Кроме N_{0II} на основание передаются расчетные значения веса фундамента G_{fII} и грунта обратной засыпки, расположенной над уступами и наклонными гранями, G_{gII}. Сумма этих нагрузок уравновешивается реактивным давлением грунта p_{II}. Распределение реактивного давления по подошве жестких фундаментов принимается равномерным (рис. 10.7). Если обозначить неизвестное значение площади подошвы фундамента A и составить сумму проекций всех сил на вертикальную ось, то получим уравнение равновесия, из которого найдем среднее давление по подошве фундамента:

$$p_{II} = (N_{0\,II} + G_{f\,II} + G_{g\,II})/A. \qquad (10.1)$$

Величина p_{II} должна удовлетворять условию (9.10) и быть по возможности близка к значению расчетного сопротивления грунта основания R. Это приведет к наиболее экономичному решению по рассматриваемому условию. Исходя из этого, подставим в формулу (10.1) значение $p_{II} = R$. Пока не найдены размеры фундамента, неизвестными являются также G_{fII} и G_{gII}. Да и значение R, согласно формуле (9.11), зависит от основных размеров фундамента. Это заставляет решать задачу последовательным приближением. Расчет упрощается, если величина R принимается постоянной для всех фундаментов проектируемого здания. Это соответствует случаям, когда расчетное сопротивление грунта основания R либо определяется по опыту строительства, либо с целью уменьшения неравномерности осадки принято одинаковым для всех фундаментов данного сооружения или его части по фундаменту наименьшей ширины, либо, наконец, установлено по таблицам приложения 3 СНиП 2.02.01—83.

Сумма G_{fII} и G_{gII} зависит от объема параллелепипеда $ABCD$ и удельного веса слагающих его материалов (см. рис. 10.7). Эту сумму с некоторым приближением можно найти из выражения

$$G_{f\,II} + G_{g\,II} = \gamma_m A d, \qquad (10.2)$$

где γ_m — средний удельный вес грунта и материалов, слагающих рассматриваемый параллелепипед, кН/м³.

Приняв $p_{II} = R$ и учтя выражение (10.2), из уравнения (10.1) получим

$$A = N_{0\,II}/(R - \gamma_m d). \qquad (10.3)$$

Найдя A, подбирают размеры подошвы фундамента с округлением до 10 см, добиваясь по возможности одинакового выноса фундамента во все стороны. Это соответствует возникновению минимальных усилий в теле фундамента. Обычно подошву фундамента делают прямоугольной или квадратной. В последнем случае

$$b_1 = l_1 = \sqrt{A}, \tag{10.4}$$

при прямоугольной подошве

$$b_1 = A/l, \tag{10.5}$$

где b_1 и l_1 — соответственно требуемые ширина и длина подошвы фундамента; l — принимаемый участок длины подошвы фундамента.

Площадь подошвы ленточных фундаментов определяют на участке длиной l (обычно 1 м), в пределах которого по обрезу действует нагрузка N_{0II}. Ширину подошвы вычисляют по формуле (10.5). По полученным значениям b_1 и l_1 выбирают фундаментные плиты по ГОСТ 13580—85 или подбирают размеры подошвы b и l с учетом модуля конструкции.

В процессе расчета следует уточнять значение расчетного сопротивления грунта основания по формуле(9.11) и иногда повторно определять A. Затем определяют размеры уступов фундаментов, сечение арматуры и конструируют его в зависимости от материала по соответствующим указаниям нормативного документа. С учетом принятых размеров подошвы проводят проверку по формуле

$$p_{II} = (N_{0\,II} + G_{f\,II} + G_{g\,II})/bl \leqslant R \tag{10.6}$$

При этом уточняют b и l, добиваясь наименьшего расхождения между p_{II} и R.

10.2.4. Определение размеров подошвы внецентренно нагруженных фундаментов

Внецентренно нагруженным считают фундамент, у которого равнодействующая внешних нагрузок не проходит через центр тяжести площади его подошвы. Обычно такое нагружение фундамента является либо результатом передачи на него надземными конструкциями момента и горизонтальной составляющей, либо результатом одностороннего давления грунта на его боковую поверхность.

Рассмотрим в самом общем виде ленточный фундамент под стену. Пусть на обрез фундамента действуют три составляющие нагрузки: N_{0II}, M_{0II} и $F_{0h\,II}$ (рис. 10.8). Кроме того, на фундамент действуют его собственный вес G_{fII} и вес обратной засыпки с одной стороны фундамента G_{gII}, активное давление грунта, как

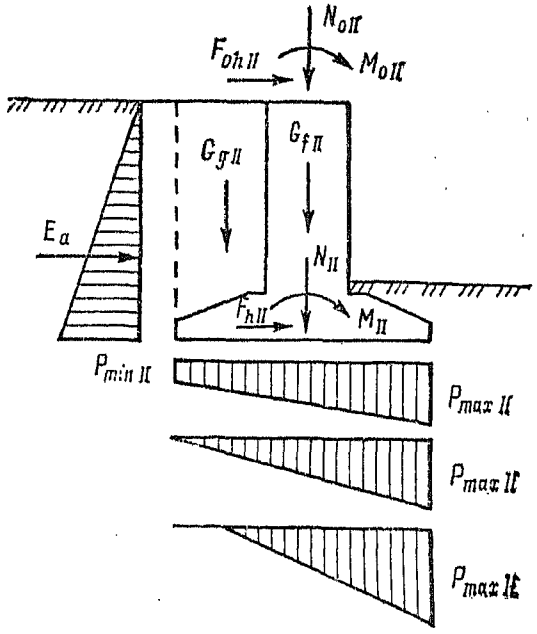


Рис. 10.8. Расчетная схема внецентренно нагруженного фундамента

на подпорную стенку, E_a. Зная внешние силы, можно найти составляющие усилий, передаваемых через подошву на основание:

$$N_{II} = N_{0\,II} + G_{f\,II} + G_{g\,II}; \quad (10.7)$$

$$M_{II} = M_{0\,II} + M_{N0\,II} + M_{Gf\,II} + M_{Gg\,II} + M_{F0h\,II} + M_{Ea}; \quad (10.8)$$

$$F_{h\,II} = F_{0h\,II} + E_a. \quad (10.9)$$

Здесь индексы у моментов показывают, от действия какого усилия они возникают, а индекс II свидетельствует, что расчетные усилия определены для расчета по деформациям. Некоторые слагаемые могут равняться нулю или иметь отрицательный знак.

При проектировании, исходя из расчетного сопротивления грунта основания R, условно принимают, что реактивное давление распределяется по подошве жестких фундаментов по линейному закону. Тогда эпюра этого давления может иметь один из трех видов (рис. 10.8). Для построения эпюр найдем $p_{max\,II}$ и $p_{min\,II}$ по формуле внецетренного сжатия:

$$p_{\substack{max\,II \\ min\,II}} = N_{II}/A \pm M_{II}/W, \quad (10.10)$$

где W — момент сопротивления площади подошвы фундамента.

Для прямоугольной подошвы после подстановки значений $A = lb$, $W = b^2l/6$ и $M_{II} = N_{II}e$ для первых двух эпюр получим

$$p_{\substack{max\,II \\ min\,II}} = \frac{N_{II}}{bl}\left(1 \pm \frac{6e}{b}\right), \quad (10.11)$$

где b — размер подошвы прямоугольного фундамента в плоскости действия момента; l — размер подошвы в перпендикулярном направлении; e — эксцентриситет равнодействующей относительно центра тяжести подошвы.

Поскольку давление $p_{max\,II}$ действует лишь под краем подошвы фундамента, а при удалении от края к центру фундамента реактивное давление уменьшается, СНиП 2.02.01—83 разрешают принимать краевое давление на 20 % больше R:

$$p_{max\,II} \leqslant 1{,}2R, \quad (10.12)$$

Кроме того, должно удовлетворяться условие (9.10), т. е.

$$p_{m\,II} = N_{II}/A \leqslant R, \quad (10.13)$$

где p_{mII} — среднее давление по подошве фундамента.

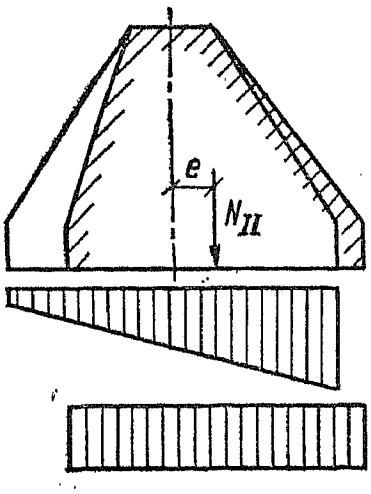


Рис. 10.9. Устройство несимметричного фундамента

При проектировании задачу решают последовательным приближением, руководствуясь выражением (10.11), условиями (10.12) и (10.13). В случае необходимости значение R уточняют по выражению (9.11). Для упрощения сначала размеры подошвы определяют, как для центрально нагруженного фундамента, по формуле (10.3). Если эксцентриситет меньше $0{,}03b$, то достаточно удовлетворить условию (10.13), т. е. можно проектировать фундамент как центрально нагруженный, так как в этом случае $p_{\max II} < 1{,}2R$.

Условие (10.12) удовлетворяется для многих фундаментов зданий, в т. ч. для фундаментов, образующих стены подвалов, поскольку они опираются в горизонтальном направлении на подвальные перекрытия. При $e > 0{,}03b$ площадь подошвы увеличивают на 20...30 %. После получения первого значения A находят приблизительный вес фундамента с обратной засыпкой грунта на его уступах, исходя из γ_m (среднего удельного веса кладки фундамента и грунта). Определяют N_{II}, M_{II} и $p_{\max II}$ и проверяют условия (10.12) и (10.13). Если они не выполняются или имеется большой запас, расчет повторяют до получения желаемых результатов.

Наименьшая площадь подошвы фундамента получается, когда $p_{mII} = R$ и одновременно удовлетворяется условие (10.12). Чтобы добиться минимального значения A какого-либо фундамента, увеличивают размер подошвы в направлении эксцентриситета и уменьшают перпендикулярный ему размер подошвы или придают подошве сложное очертание (тавровое, двутавровое и т. п.). Иногда смещают центр тяжести ее площади в сторону точки приложения равнодействующей (рис. 10.9). Если эксцентриситет обусловлен постоянными силами, то, расположив центр тяжести площади подошвы в точке приложения равнодействующей, получим центрально нагруженный фундамент. При различных расчетных сочетаниях нагрузок получаются неодинаковые эксцентриситеты. В таком случае, смещая центр тяжести площади подошвы фундамента на полусумму эксцентриситета, добиваются выравнивания моментов, действующих справа и слева.

При внецентренном загружении подошвы фундамента кроме осадки происходит и его поворот. Чем меньше отношение $p_{\min II}/p_{\max II}$, тем больше поворот. В связи с этим указанное отношение ограничивают. Для колонн, несущих тяжелые мосто-

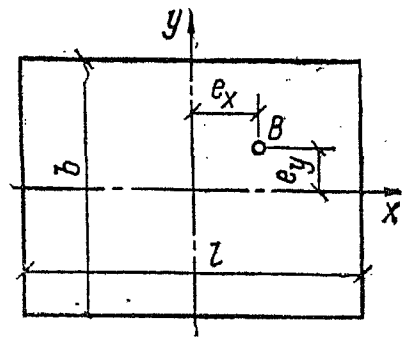


Рис. 10.10. План подошвы фундамента, загруженного внецентренно относительно двух главных осей инерции

вые краны, принимают $p_{\min II}/p_{\max II} \geqslant 0{,}25$, для остальных фундаментов принимают $p_{\min II}/p_{\max II} \geqslant 0$, т. е. не допускают отрыва подошвы от основания. Это обусловлено тем, что в зазор между фундаментом и грунтом может проникать вода, приводя к размоканию грунтов под фундаментом. Частичный отрыв подошвы фундамента допускается лишь при действии монтажных нагрузок или в случае проверки его устойчивости при особом сочетании нагрузок. Кроме того, отрыв допускается при наличии скальной породы под подошвой.

В случае возможности отрыва подошвы от основания максимальное давление по подошве приближенно определяют по формуле

$$p_{\max II} = 2N_{II}/[3\,(0{,}5b - e)\,l]. \qquad (10.14)$$

В некоторых случаях точка приложения равнодействующей внешних сил смещена относительно обеих главных осей инерции площади подошвы фундамента (точка B на рис.10.10). Тогда для прямоугольной подошвы давление под угловыми точками фундамента находят по выражению

$$p_{\substack{\max II \\ \min II}} = \frac{N_{II}}{bl}\left(1 \pm \frac{6e_x}{l} \pm \frac{6e_y}{b}\right), \qquad (10.15)$$

Обозначения те же, что на рис. 10.10.

В этом случае, поскольку максимальное давление действует лишь в одной точке, должны соблюдаться условия (10.12), (10.13) и условие

$$p_{\max II} \leqslant 1{,}5R. \qquad (10.16)$$

После нахождения размеров подошвы фундамента при принятой глубине заложения выполняют расчеты по деформациям (см. п. 7) с учетом указаний п. 9 и при необходимости определяют устойчивость основания под действием основного и особого сочетания нагрузок. Последний расчет обязателен при значительных горизонтальных составляющих усилий, стремящихся сдвинуть фундамент по подошве или вместе с массивом грунта.

10.2.5. Расчет фундаментов при действии горизонтальных и выдергивающих сил

При действии горизонтальных нагрузок возможны следующие формы деформации фундамента: опрокидывание,

сдвиг по подошве, сдвиг с частью массива грунта.

При недопустимости отрыва части подошвы от основания, когда равнодействующая проходит внутри ядра сечения подошвы фундамента, опрокидывание невозможно, поэтому проверку на опрокидывание не проводят.

Устойчивость фундамента на сдвиг по подошве рассчитывается по первой группе предельных состояний. Этот расчет является обязательным. Такой сдиг часто называют плоским сдвигом фундамента.

Расчетом на сдвиг подошвы фундамента по грунту должно быть удовлетворено условие (9.13). Величина F_u может быть найдена согласно рис. 8.11 из выражения

$$F_u = (F_{v0\,I} + F_{f.\,g\,I})\,f, \tag{10.17}$$

где $F_{v0\,I}$ — вертикальная составляющая внешней нагрузки, кН; $F_{f.\,g\,I}$ — вес фундамента и грунта на его уступах; f — коэффициент трения кладки фундамента по грунту основания.

С целью определения $F_{f.\,g\,I}$ сначала находят размеры фундамента как при внецентренной нагрузке и для этих размеров определяют величину $F_{f.\,g\,I}$. Затем по формуле (10.17) устанавливают F_u и проверяют условие (9.13). Если оно не удовлетворяется, то увеличивают вес фундамента или вертикальную нагрузку на него. Подставив значение F_u из выражения (10.17) в условие (9.13), при его равенстве найдем

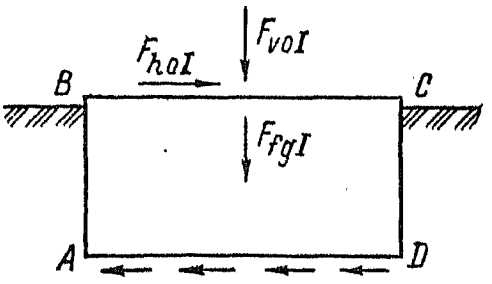
$$F_{f.\,g\,I} = (\gamma_n F_{h0\,I} - \gamma_{cf} F_{v0\,I})/(\gamma_{cf}). \tag{10.18}$$

При определении веса фундамента и грунта необходимо учитывать взвешивающее действие воды ниже наивысшего стояния уровня подземных вод. В случае высокого стояния указанного уровня целесообразнее вертикальную нагрузку прикладывать выше обреза фундамента.

Иногда при определении F_u дополнительно учитывают сопротивление грунта по вертикальным граням фундамента. На первый взгляд кажется, что по грани AB действует активное давление на фундамент, как на подпорную стенку, а по грани CD — пассивный отпор грунта. Как показали наблюдения многих исследователей, такие усилия развиваются лишь при значительном горизонтальном перемещении фундамента по направлению сдвигающей силы F_{h0I}. Это часто недопустимо, поэтому сопротивление засыпки по граням AB и CD не учитывают. Однако по боковым граням (параллельным плоскости чертежа на рис.10.11) при плотной обратной засыпке целесообразно учесть активное давление на фундамент, равное $2\sum E_{aI}$. Тогда

$$F_u = \left(F_{v0I} + F_{f.\,gI} + 2\sum E_{aI}\right) f. \tag{10.19}$$

Рис. 10.11. Расчетная схема фундамента при значительной горизонтальной составляющей внешней нагрузки



Если в основании залегает пылевато-глинистый грунт, обладающий сцеплением, но имеющий малый угол внутреннего трения, подошву фундамента иногда выполняют наклонной (рис. 10.12, *а*). При скальном основании подошву делают ступенчатой (рис. 10.12, *б*). При наклонной подошве фундамента угол отклонения равнодействующей от нормали n к подошве θ_2 намного меньше, чем соответствующий угол при горизонтальной подошве. Это увеличивает устойчивость фундамента на плоский сдвиг и приводит к развитию по горизонтальной плоскости AB дополнительных сил сцепления грунта. При ступенчатой подошве фундамента скальная порода оказывает сопротивление его перемещению как по горизонтальным, так и по вертикальным площадкам.

Устойчивость фундамента с частью массива грунта в основании проверяется как это изложено в п. 9.7. Если такой расчет невозможен вследствие ломаного очертания поверхности грунта (склон местности) или сложного напластования грунтов, проверяют устойчивость фундамента по круглоцилиндрической поверхности скольжения. Для этого задаются центром вращения O_1 (рис. 10.13), проводят возможную круглоцилиндрическую

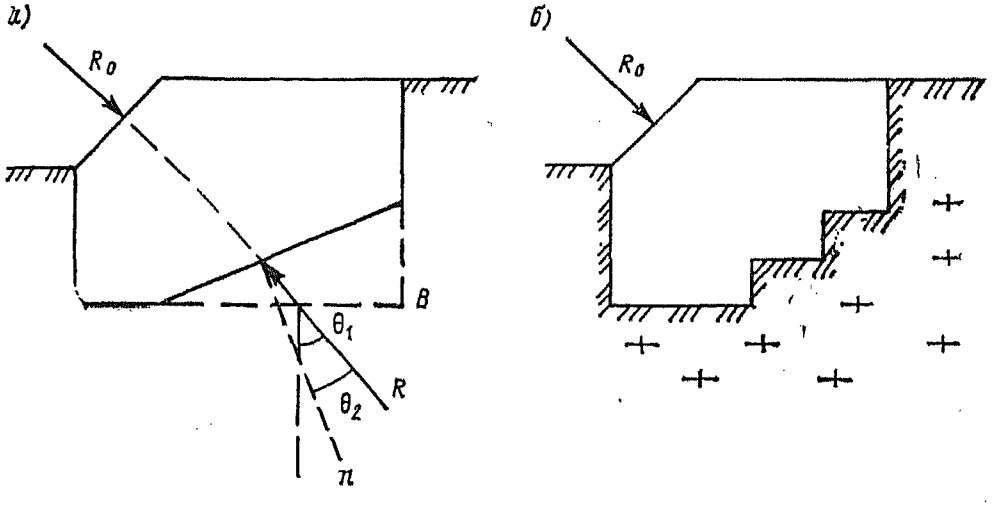


Рис. 10.12. Схемы фундаментов
а — при связном грунте в основании; *б* — при скальном основании

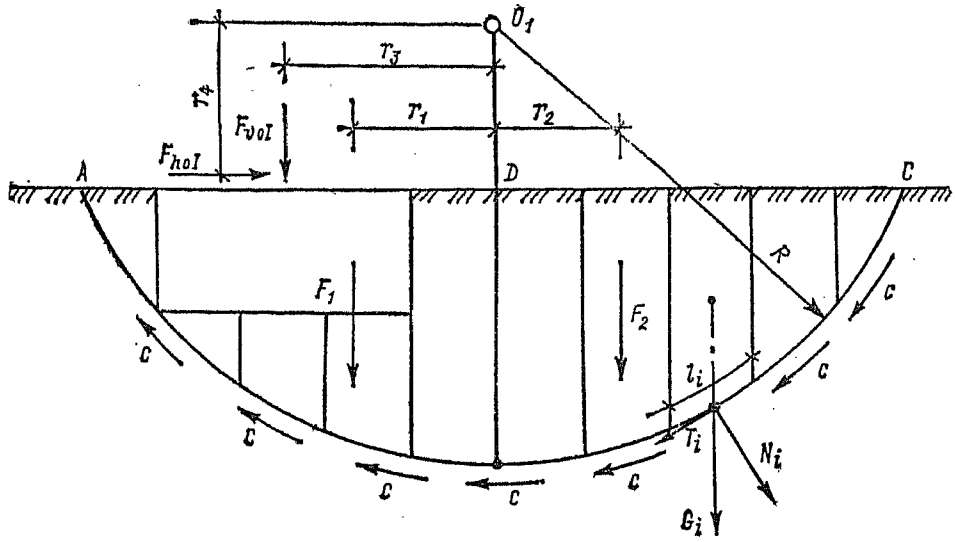


Рис. 10.13. Расчетная схема к определению устойчивости фундамента с массивом грунта на сдвиг по круглоцилиндрической поверхности

поверхность скольжения AC и определяют коэффициент запаса η устойчивости на сдвиг по этой поверхности:

$$\eta = M_{rt}/M_s, \tag{10.20}$$

где M_{rt} — момент удерживающих сил; M_s — момент сдвигающих сил.

Эти моменты определяют из выражений

$$M_{rt} = R\sum_{i=1}^{n} N_i \operatorname{tg}\varphi_{Ii} + R\sum_{i=1}^{n} c_{Ii} l_i$$

и

$$M_s = F_{v0I} r_3 + F_{h0I} r_4 + F_1 r_1 - F_2 r_2,$$

где n — число отсеков, на которые разбивается призма AC; φ_{Ii} — расчетный угол внутреннего трения грунта на i-м участке поверхности скольжения; c_{Ii} — расчетное удельное сцепление грунта на i-м участке поверхности скольжения; l_i — длина i-го участка окружности; F_1 — вес сдвигающей призмы (левой); F_2 — вес удерживающей призмы (правой); остальные обозначения те же, что на рис. 10.13.

Для нахождения наиболее опасной поверхности скольжения задаются системой центров вращения обычно на пересечении трех горизонталей с тремя вертикалями. Производят девять построений, аналогичных рис.10.13, и находят минимальное значение η, как это делается при расчете устойчивости откосов (рис. 8.10). Оно должно удовлетворять условию

$$\eta > \gamma_n/\gamma_c, \tag{10.21}$$

где γ_n — коэффициент надежности; γ_c — коэффициент условий работы.

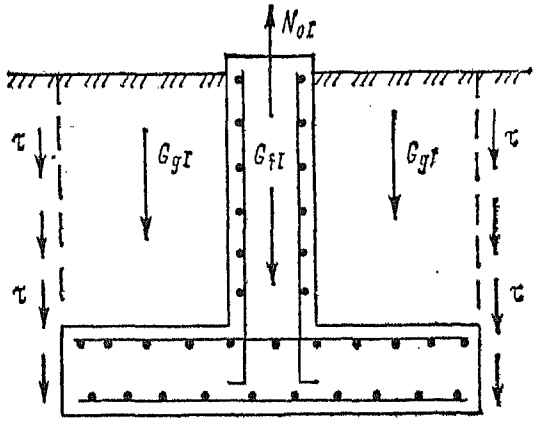


Рис. 10.14. Расчетная схема фундамента, работающего на выдергивание

Если это условие не удовлетворяется, изменяют основные размеры фундамента.

При определении M_{rt} и M_s принимают одинаковое значение удельного веса грунта, а также учитывают взвешивающее действие грунтовой воды.

Фундамент, работающий на выдергивание при сравнительно мелком заложении также рассчитывается по I группе предельных состояний по устойчивости (рис. 10.14).

Коэффициент запаса устойчивости в таком случае

$$\eta = (G_{fI} + G_{gI} + \sum E_{aI} \operatorname{tg} \varphi_I)/N_{0I},$$

где E_{aI} — расчетное активное давление грунта по вертикальным поверхностям, проходящим по контуру подошвы фундамента; φ_I — расчетный угол внутреннего трения грунта; остальные обозначения прежние.

Сумма $\sum E_{aI} \operatorname{tg} \varphi_I$ соответствует сопротивлению сдвигу по вертикальным поверхностям, проходящим по контуру подошвы фундамента.

Анкерная плита должна иметь арматуру в верхней части (см. рис.10.14). Нижняя арматура устанавливается, если сила N_{0I} меняет направление.

10.3. Основные положения проектирования гибких фундаментов

10.3.1. Общие положения

На распределение давления под гибкими фундаментами влияет их деформация, а иногда и деформация системы надземных конструкций с фундаментами. В связи с этим на усилия в конструкции гибкого фундамента влияет его жесткость, жесткость основания и жесткость надземных конструкций.

В зависимости от протяженности гибких фундаментов различают плоскую задачу, когда фундамент (например, ленточный под стену) в каждом сечении по его длине имеет одинаковую форму деформации (рис. 10.15, *а*), и пространственную задачу в двух случаях: 1) балка на упругом основании (ленточный фундамент под колонны, принимаемый в поперечном направлении жестким, рис. 10.15, *б*); 2) фундаментная плита на упругом

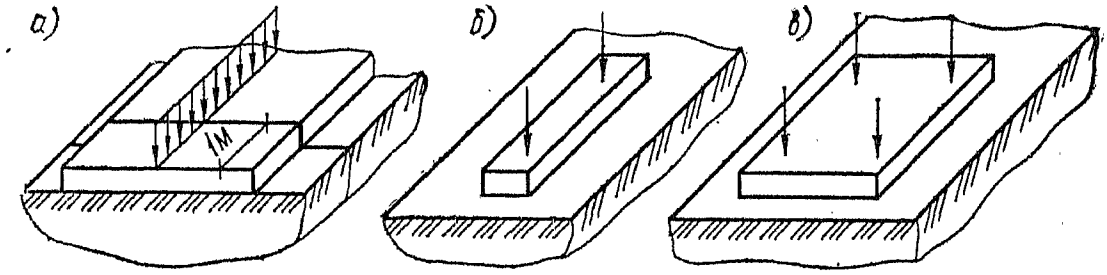


Рис. 10.15. Расчетные схемы гибких фундаментов в случае упругого полупространства

основании (когда в обоих направлениях учитывается искривление фундамента, рис. 10.15, *в*). Фундаментные плиты могут быть сплошные, ребристые и коробчатые.

10.3.2. Основные расчетные модели оснований

Известно много методов расчета балок на упругом основании, применяемых к линейно деформируемым грунтам. Наибольшее распространение получили следующие теории:

местных деформаций с постоянным коэффициентом постели;

местных деформаций с переменным коэффициентом постели;

упругого полупространства;

упругого слоя на несжимаемом основании;

упругого слоя с переменным модулем деформации грунтов в основании по глубине.

Кроме того, в настоящее время применяют численные методы, позволяющие учитывать совместно деформации основания, фундаментов и надземных конструкций.

Теория местных деформаций предложена для расчета на изгиб шпал Винклером (1867 г.). Исходит из основного положения, выдвинутого русским академиком Н. И. Фуссом в 1801 г.: реакция грунта основания в каждой точке подошвы фундамента (балки) прямо пропорциональна осадке этой точки, т. е.

$$p_y = C_z Z, \tag{10.22}$$

где C_z — коэффициент постели (упругого сжатия основания); Z — осадка в месте определения реакции грунта p_y.

Схему такого основания можно представить в виде пружин (рис. 10.16, *а*). За пределами балки поверхность грунта не получает деформации.

Теория упругого пространства является другой крайней теорией расчета балок и плит на упругом основании. В этом случае фундаментная балка принимается лежащей на однородном упругом или линейно деформируемом бесконечном полупространстве (рис. 10.16, *б*). Эта теория была выдвинута Г. Э. Прокто-

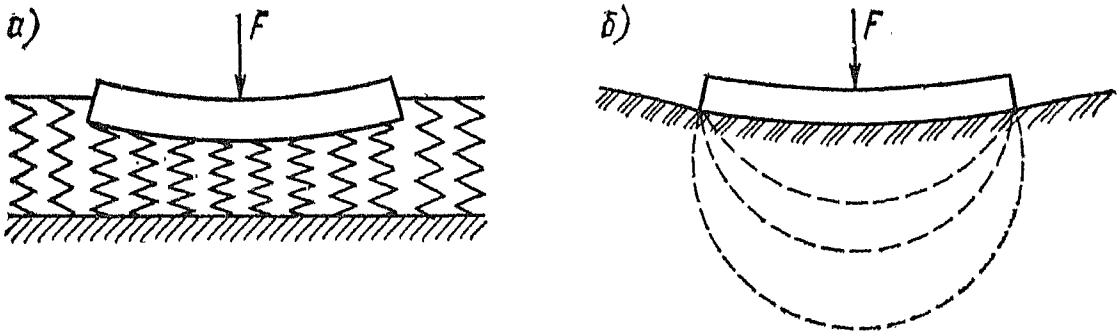


Рис. 10.16. Схемы упругого основания

ром и развита Н. М. Герсевановым, М. И. Горбуновым-Посадовым, Б. Н. Жемочкиным, И. А. Симвулиди, А. П. Синицыным и др.

Наблюдения многих исследователей показали, что деформации за пределами площади загружения затухают значительно быстрее, чем согласно теории бесконечного полупространства. Исследования ЛИСИ * свидетельствуют, что основные деформации уплотнения грунта развиваются в пределах сравнительно небольшой глубины, а ниже происходят лишь упругие деформации, составляющие около 5 % величины осадки (рис. 10.17). Последние деформации обусловлены упругими деформациями грунта. Это подтверждает целесообразность использования теории упругого (линейно деформируемого) слоя на несжимаемом основании.

Дополнительным подтверждением являются результаты наблюдений за осадкой поверхности грунта и осадкой глубинных марок, полученные С. Н. Сотниковым и А. А. Собениным в ЛИСИ. Эти наблюдения и анализ их результатов показали, что поверхность грунта вблизи возводимых зданий деформируется приблизительно в соответствии с деформацией поверхности слоя линейно деформируемого грунта, лежащего на упругом основании, имеющем модуль упругости в 10...20 раз больший модуля общих деформаций.

Теория расчета балок на упругом (линейно деформируемом) слое грунта конечной толщины развита М. И. Горбуновым-Посадовым, С. С. Давыдовым, Г. В. Крашенинниковой, И. К. Самариным, О. Я. Шихтер и др. Основной сложностью использования этой теории является установление толщины деформируемого слоя. По-видимому, это можно сделать, руководствуясь способом определения расчетной мощности сжимаемой толщи при расчете осадки фундаментов методом ограниченной сжимаемой толщи (см. п. 7.4).

---

* Далматов Б. И., Голли А. В. Устройство для измерения деформаций и напряжений в основании штампов//Механика грунтов, основания и фундаменты: Материалы XXIX научной конференции ЛИСИ. Л., 1970.

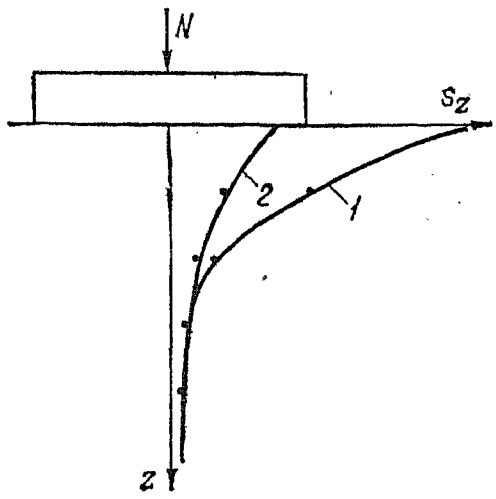


Рис. 10.17. Распределение послойных перемещений по глубине основания из суглинка

1 — перемещения полные при загрузке жесткого штампа; *2* — перемещения упругие с упругим последействием при разгрузке штампа

Исследования, выполненные в ЛИСИ В. М. Чикишевым, показали, что в однородных суглинках изменение модуля деформации по глубине можно принять по гиперболической зависимости. В то же время исследования В. М. Чикишева, а также А. В. Голли свидетельствуют, что правильнее рассматривать комбинированное основание, учитывающее упругие деформации в пределах полупространства и остаточные деформации сжатия грунта по толщине ограниченного слоя. В пределах этого слоя может быть учтена и переменность модуля деформации по глубине. Использование такой расчетной модели возможно при решении задачи методом конечных элементов.

Параллельно с развитием теорий расчета балок на упругом (линейно деформируемом) полупространстве и слое грунта совершенствовалась теория местных деформаций. С целью приближения этой теории к реальным условиям работы ленточных фундаментов, включая учет совместной работы сооружения с основанием, стали принимать переменное значение коэффициента постели по длине балки или сооружения. Если известна жесткость (податливость) основания в каждой точке по длине балки (ленточного фундамента), то определение реактивных давлений не представляет больших затруднений. Поэтому такой метод и вошел в практику проектирования. Вся сложность задачи сводится к правильному определению закона изменения коэффициента постели по длине балки. Учет неоднородности основания по отдельным скважинам не может дать требуемой точности определения усилий, возникающих в фундаменте, так как при этом не рассматривается пространственная работа грунта.

Таким образом, из рассмотрения развития методов расчета балок и плит на упругом основании видно, что эти методы нуждаются в дальнейшей разработке в соответствии с законами диалектики.

10.3.3. Некоторые рекомендации к расчету фундаментов на упругом основании

Как показали исследования Г. В. Крашенинниковой, метод местных деформаций с постоянным коэффициентом постели

при плоской задаче дает достаточно хорошие результаты при толщине сжимаемого слоя менее $l/16$ (где l — длина балки, рассчитываемой как плоский элемент). Метод упругого полупространства применим, когда постоянство модуля деформации распространяется на глубину $2l$. В остальных случаях рекомендуется вести расчет балок исходя из рассмотрения деформаций упругого слоя.

При слоистом залегании грунтов модуль общей деформации грунта можно осреднять аналогично коэффициенту относительной сжимаемости [см. формулы (7.27) и (7.28)] по формуле

$$E_{mt} = H_c^2 \Big/ \left(2 \sum_{i=1}^{n} \frac{h_i z_i}{E_i} \right), \tag{10.23}$$

где H_c — расчетная величина сжимаемой толщи; n — число слоев в деформируемой толще; E_i — модуль деформации i-го слоя грунта; h_i — толщина i-го слоя грунта; z_i — расстояние от нижней границы сжимаемой толщи до середины i-го слоя грунта.

Получаемые расчетом балок на упругом основании результаты при плоской задаче в значительной степени зависят от соотношения жесткости балки и основания. В зависимости от указанного соотношения М. И. Горбунов-Посадов* считает балку при плоской задаче жесткой, когда

$$t \approx 10 \, (E_0/E_1) \, (l^3/h^3) < 1, \tag{10.24}$$

где E_0 — модуль деформации грунта; E_1 — модуль упругости материала балки (полосы); l — полудлина балки; h — ее высота.

Зная t, по таблицам, составленным М. И. Горбуновым-Посадовым для бесконечного полупространства, и по таблицам, составленным Г. В. Крашенинниковой и И. К. Самариным для ограниченного слоя грунта при различных загрузках, можно получить значения реактивных давлений по длине рассматриваемой балки при плоской задаче.

Более универсальным является метод Б. Н. Жемочкина и А. П. Синицына**. Он сводится к следующему. Между рассматриваемой балкой и упругим (линейно деформируемым) основанием вводятся жесткие стержни, через которые балка опирается на поверхность основания. Затем эти стержни заменяются неизвестными силами. Для балки составляется система канонических уравнений, и в эту систему вводятся уравнения равновесия. Решение системы уравнений с помощью ЭВМ позволяет определить реактивные силы, которые распределяются равно-

---

* Горбунов-Посадов М. И. Расчет конструкций на упругом основании. М.: Госстройиздат, 1953.

** Жемочкин Б. Н., Синицын А. П. Практические методы расчета фундаментных балок и плит на упругом основании (без гипотезы Винклера). М.: Стройиздат, 1947.

мерно на отдельных участках по длине балки. Этот метод применим как к упругому полупространству, так и к линейно деформируемому слою. Найдя распределение реактивных сил по длине балки, легко определить в любом сечении изгибающие моменты и перерезывающие силы, по которым уточняются размеры сечения балки. Если при уточнении размеров сечения существенно меняется жесткость балки, расчет повторяют.

При предварительном подборе сечения балки на упругом основании обычно принимают равномерное или трапециевидное распределение давления по подошве. Уточнение размеров сечения, главным образом арматуры, выполняют после детального расчета.

Методы расчета балок и плит на упругом основании рассмотрены в строительной механике.

11. СВАЙНЫЕ ФУНДАМЕНТЫ

11.1. Типы свай и виды свайных фундаментов

11.1.1. Типы свай

При наличии в верхней части основания слабых грунтов обычно возникает необходимость в передаче давления сооружения на более плотные грунты, залегающие на некоторой глубине, иногда довольно значительной. В таких случаях часто устраивают фундаменты из свай, свай-оболочек, оболочек и свай-столбов. Все *эти устройства являются длинными стержнями, погруженными в грунт в готовом виде или изготовленными в грунте и предназначенными для передачи давления сооружения на грунт основания.* Для краткости изложения все эти устройства будем называть сваями.

По характеру передачи давления сооружения на основание различают сваи-стойки и сваи трения (висячие) (рис. 11.1).

Сваи-стойки прорезают всю толщу сжимаемых грунтов и опираются на слой практически несжимаемого грунта (обычно на скальную породу). Так как сваи-стойки опираются на несжимаемый грунт,

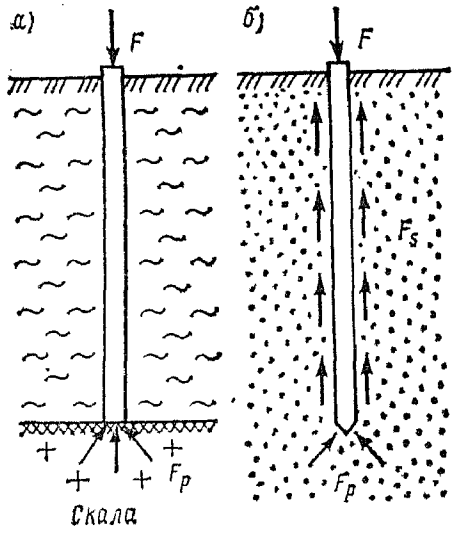


Рис. 11.1. Сваи-стойки (*а*) и сваи трения, или висячие (*б*)

при загрузке их силой F они практически не получают вертикального перемещения. По этой причине между боковой поверхностью сваи и грунтом не может возникнуть трения, если не учитывать продольных деформаций самого ствола сваи. При деформации ствола длинных свай (длиной более 16 м) может развиться трение, но лишь в верхней части ствола. В связи с этим считают, что сваи-стойки передают давление только через нижний конец (пяту) и работают как сжатые стержни в упругой среде.

Сваи трения (висячие) окружены со всех сторон, в т. ч. и со стороны нижнего конца, сжимаемыми грунтами. Под вдавливающей нагрузкой такие сваи перемещаются вниз (получают осадку), и поскольку они окружены грунтом, по их боковым поверхностям развивается суммарная сила трения F_s. Кроме того, под нижним концом (острием) сваи возникает сопротивление F_p (рис. 11.1, *б*). Сопротивление основания перемещению сваи трения под нагрузкой, обычно называемое несущей способностью грунта основания сваи или, коротко, несущей способностью сваи, составляет

$$F_d = F_p + F_s. \qquad (11.1)$$

Для получения как можно меньших осадок свайных фундаментов и для более полного использования материала свай рекомендуется доводить их до относительно плотных грунтов.

11.1.2. Виды свойных фундаментов и типы ростверков

Несущая способность одиночной сваи в большинстве случаев во много раз меньше нагрузки, передаваемой надземной конструкцией (например, колонной), поэтому свайный фундамент приходится делать из нескольких свай. В зависимости от характера размещений свай в плане различают следующие виды свайных фундаментов: одиночные сваи, ленточные свайные фундаменты с размещением свай рядами (рис. 11.2, *а*), свайные кусты (рис. 11.2, *б*), сплошное свайное поле (рис. 11.2, *в*).

Одиночные сваи применяют под сооружения, когда нагрузку от колонны здания или стыка панелей воспринимает одна свая. Иногда сваи являются одновременно колоннами здания. Такие конструкции называют сваями-колоннами.

Ленточные свайные фундаменты устраивают под стенами зданий и другими протяженными конструкциями. Различают однорядное (см. рис. 11.2, *а*) и многорядное (в 2...3 ряда и более) размещение свай. При многорядном размещении свай свайный фундамент легко воспринимает не только вертикальную нагрузку, но и момент; при однорядном размещении

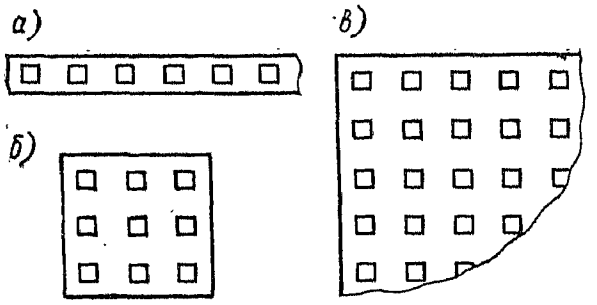


Рис. 11.2. Виды свайных фундаментов в зависимости от размещения свай в плане
а — ленточный; *б* — свайный куст; *в* — сплошное свайное поле

свай внецентренно приложенная нагрузка вызывает изгиб свай. В случае однорядного размещения свай под внутренними и наружными стенами здания, обладающего пространственной жесткостью, верхние части свай не могут испытывать изгиба, так как надподвальные перекрытия и пересечения стен препятствуют развитию деформаций изгиба в сваях.

Свайные кусты — это группы свай, обычно расположенные под отдельными конструкциями (например, под колоннами). Минимальное число свай в одном кусте — три. Иногда допускается делать свайные кусты из двух свай, если исключено развитие изгиба свай в перпендикулярном направлении по отношению к оси, проходящей через обе сваи.

Сплошное свайное поле устраивают под тяжелые сооружения, когда сваи располагаются по некоторой сетке под всем сооружением или частью его. На сплошное свайное поле опираются все конструкции этой части сооружения (колонны, стены, оборудование).

Свайным полем строители называют также систему свай, размещенных под сооружением, состоящую из одиночных свай, лент и свайных кустов.

Чтобы все сваи фундамента работали одновременно, их объединяют железобетонной плитой или балкой — ростверком, который обеспечивает распределение нагрузки на сваи и приблизительно равномерность осадки или при несимметричном загружении — осадку с креном.

Различают три типа свайных ростверков: низкий, повышенный и высокий (рис. 11.3).

Низкий свайный ростверк располагают ниже поверхности грунта. Такой ростверк может передавать часть вер-

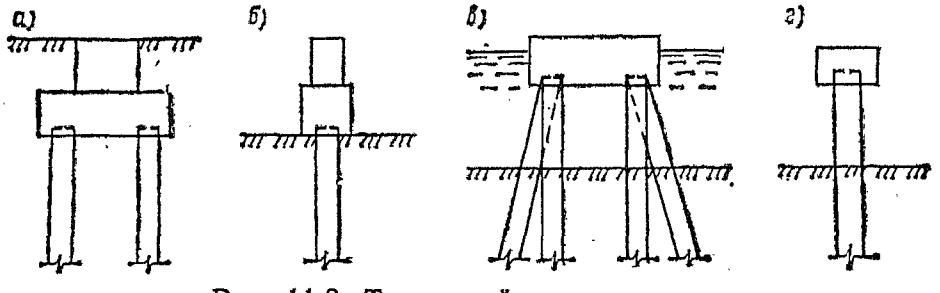


Рис. 11.3. Типы свайных ростверков
а — низкий; *б* — повышенный; *в*, *г* — высокий

тикального давления на грунт основания по своей подошве и при практически плотной обратной засыпке воспринимать давление от горизонтальных сил. Если ростверк находится в зоне сезонного промерзания, на него при промерзании грунта могут воздействовать нормальные и касательные силы пучения соответственно по подошве и боковым поверхностям.

Повышенный свайный ростверк не заглубляют в грунт, а располагают непосредственно на его поверхности. В связи с этим отпадает необходимость в устройстве опалубки снизу ростверка. Такие ростверки допустимы там, где при промерзании не происходит пучения грунта. Поскольку верхние слои сложены, как правило, слабыми грунтами, повышенные ростверки не могут передавать давление на грунт основания.

Высокий свайный ростверк располагают выше поверхности грунта. Так как верхняя часть вертикальных свай имеет небольшое сопротивление поперечному изгибу при действии горизонтальных нагрузок, кроме вертикальных свай забивают наклонные сваи по двум-четырем направлениям. Высокие свайные ростверки применяют при строительстве мостов и гидротехнических сооружений, под внутренними стенами жилых зданий с техническими подпольями и в других случаях. Иногда свайные фундаменты делают без ростверков. На голову сваи надевают оголовник и на это уширение устанавливают несущие панели зданий (рис. 11.3, *г*).

11.1.3. Сваи, погружаемые в грунт в готовом виде (забивные по СНиПу)

В зависимости от материала различают сваи деревянные, железобетонные, металлические и комбинированные.

Деревянные сваи в настоящее время применяют редко в результате ограниченности сортамента лесных материалов и из-за гниения древесины при ее расположении выше уровня грунтовых вод. Такие сваи обычно изготовляют из бревен (рис. 11.4). На одном конце бревна делают заострение, на другой надевают металлический бугель, который защищает древесину от размочаливания во время забивки. Длина таких свай, как правило, не превышает 12 м. При необходимости получения свай большей длины их стыкуют из двух-трех бревен. Иногда на нижний конец сваи надевают сварной металлический башмак. При большой длине и недостаточном сечении бревен применяют сваи клееные или пакетные из трех-четырех бревен.

Железобетонные сваи более универсальны как по сортаменту, так и по форме, чем деревянные. В настоящее время чаще всего используют полнотелые квадратные (рис. 11.5, *а*) и пустотелые квадратные (рис. 11.5, *б*) или круглые (рис. 11.5, *в*)

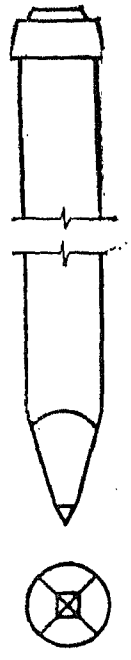


Рис. 11.4. Деревянная свая

железобетонные сваи с постоянным сечением по длине (призматические и цилиндрические). Для свай трения целесообразнее применять пустотелые, так как у них на 1 м^3 бетона больше площадь боковой поверхности и, следовательно, больше несущая способность, обусловленная силами трения, чем у свай без пустот. Круглые пустотелые сваи изготовляют методом центрифугирования.

Квадратные сваи делают с размерами поперечного сечения от 0,2×0,2 до 0,4×0,4 м, длиной от 3 до 20 м. При необходимости получения свай большей длины их стыкуют из нескольких звеньев. Например, в Ленинграде широко применяют сваи сечением 0,4×0,4 м, длиной 32 м (два звена по 16 м). В сваях устанавливают продольную и спиральную поперечную арматуру (рис. 11.6). Последнюю размещают с меньшим шагом у головы и у нижнего конца. В голове сваи укладывают три — пять арматурных сеток для восприятия поперечных растягивающих усилий, возникающих при ударах свайного молота о сваю. Продольную арматуру применяют предварительно напряженную или без напряжения. У нижнего конца арматуру иногда сваривают. Сваи небольшой длины с целью экономии металла делают без поперечного армирования с предварительно напряженной продольной арматурой (рис. 11.5, *г*).

Для возможности транспортирования из тела сваи выпускают монтажные петли (рис. 11.6), располагая их по длине сваи таким образом, чтобы в ней возникали равные изгибающие моменты в консолях (отрицательные) и в средней части (положительные). Кроме того, для возможности подъема сваи на копер в ней на расстоянии 0,3l от головы делают отверстие для штыря, удерживающего подъемный трос.

Круглые пустотелые сваи изготовляют наружным диаметром от 0,4 до 0,8 м, при большем диаметре их называют сваями-

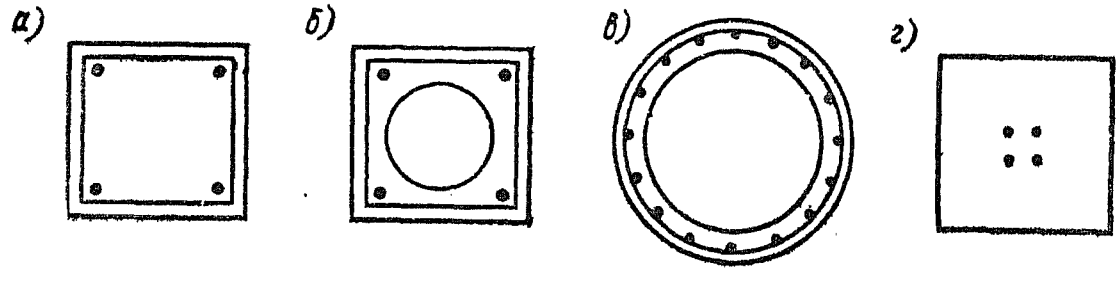


Рис. 11.5. Сечения железобетонных свай

а — квадратной; *б* — квадратной пустотелой; *в* — круглой пустотелой; *г* — квадратной без поперечного армирования

оболочками (от 0,8 до 1,2 м) и оболочками (более 1,2 м). Сваи диаметром до 0,6 м производят с закрытым нижним концом. При необходимости получения свай большой длины их стыкуют из нескольких звеньев. Для возможности соединения звеньев на сварке или на болтах по их торцам устанавливают закладные детали. Пустотелые сваи армируют продольной предварительно напряженной или горячекатаной арматурой периодического профиля и спиралью.

За последние три-четыре десятилетия появилось много различных видов свай как с постоянным сечением, по длине — треугольные, тавровые, двутавровые и др., так и с переменным сечением по длине — пирамидальные (рис. 11.7, *а*), плоскопрофилированные — ромбовидные (рис. 11.7, *б*) и продольно расчлененные (рис. 11.7, *в* и *г* — вид до и после погружения). Ветви продольно расчлененных свай при забивке расходятся в стороны вследствие несимметричности их заострения. При этом они получают искривление, которое в отдельных видах грунтов может приводить к излому.

Иногда для увеличения несущей способности свай применяют забивные оголовки (рис. 11.7, *д*), которые при погружении дополнительно уплотняют грунт вокруг верхней части сваи

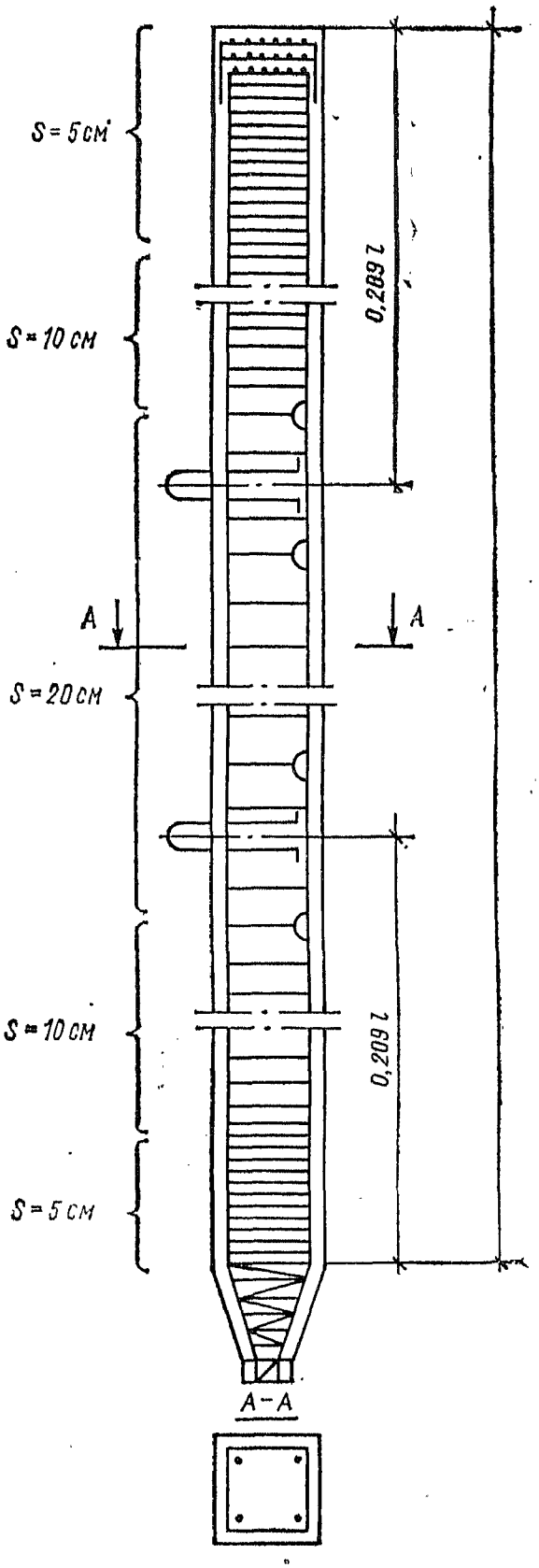


Рис. 11.6. Конструкция железобетонной сваи (*s* — шаг спиральной поперечной арматуры)

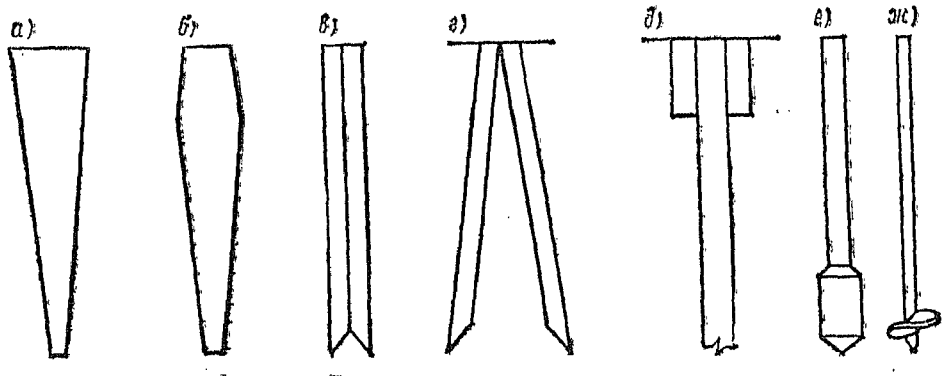


Рис. 11.7. Сваи различного профиля

и сами передают часть нагрузки на основание. Например, усиление свай забивными оголовками в ленинградских условиях в некоторых случаях позволяло увеличивать несущую способность их в 1,5...2 раза. Забивные оголовки целесообразны, когда по длине свай нет слоев слабых, сильносжимаемых грунтов. На эти оголовки иногда без ростверка устанавливают крупные панели стен зданий. Применяют также булавовидные сваи (рис. 11.7, *е*) с уширением в нижней части, если при забивке грунт оплывает над булавой.

При возведении одноэтажных легких зданий целесообразно применение свай-колонн. В таких случаях ненужны ростверки и земляные работы сводятся к минимуму. Для крепления рандбалок к сваям-колоннам делают выступающие консоли либо устанавливают закладные детали. Применение свай-колонн и опирание колонны на одиночные сваи допустимо лишь при минимальных допусках по отклонению свай в плане и по вертикали.

Металлические сваи чаще всего имеют трубчатое сечение, в редких случаях — двутавровое или иное сложное сечение, получаемое при сварке прокатных профилей.

Иногда применяют комбинированные сваи, отдельные части которых изготавливают из разных материалов.

По способу погружения в грунт различают сваи забивные, погружаемые вибрированием, вдавливаемые и ввинчиваемые. Для облегчения погружения свай в песчаные и гравелистые грунты иногда применяют подмыв грунтов, а в пылевато-глинистые грунты — электроосмос и бурение лидерных скважин.

Забивные сваи погружают в грунт свайными молотами. Масса ударной части свайного молота должна быть не меньше массы самой сваи с наголовником, надеваемым на голову сваи для защиты ее от разрушения ударами молота. Для смягчения удара в наголовники укладывают прокладки из дерева, резины и других упругих материалов. Такие прокладки снижают эффективность удара, однако без них разрушается бетон головы сваи. Забивку свай трудно осуществлять через слои плотных

маловлажных песков. В таких грунтах целесообразно применять подмыв под нижним концом погружаемой сваи или пробуривать лидерные скважины. Подмыв и проходку лидерных скважин заканчивают не менее чем на 1 м выше проектного положения острия свай.

Погружаемые вибрированием сваи целесообразно применять при наличии толщи насыщенных водой песков. Для погружения используются вибропогружатели и вибромолоты. При действии вибратора создаваемые им вертикальные колебания передаются грунту. Грунт разжижается, трение резко уменьшается, и свая погружается в грунт. После прекращения вибрации трение по боковой поверхности оказывается больше, чем у свай, забитых в грунт.

Вдавливаемые сваи применяют там, где для их погружения нельзя использовать динамические воздействия. Такие условия возникают при устройстве свайных фундаментов вблизи существующих зданий, тем более при наличии в их основании песков и супесей, способных уплотняться под действием колебаний.

Ввинчиваемые сваи (рис. 11.7, *ж*) целесообразно применять, когда с поверхности залегают слабые грунты, подстилаемые малосжимаемыми, и для устройства фундаментов, работающих на выдергивание. Давление на грунт основания такими сваями передается через винтовые лопасти диаметром до 2 м. Для завинчивания легких металлических анкерных свай применяют агрегаты, аналогичные буровым установкам. Железобетонные сваи ввинчивают с помощью кабестана, закрепляемого анкерами.

11.1.4. Сваи, изготовляемые в грунте

Сваи, изготовляемые в грунте, часто называют набивными. В настоящее время известно большое число различных конструкций таких свай и способов их изготовления.

Прежде всего, набивные сваи различают по материалу: бетонные, железобетонные; грунтовые, включая песчаные; щебеночные; грунтоизвестковые и грунтоцементные. Бетонные, железобетонные и грунтоцементные сваи представляют собой конструкции, передающие давление сооружения на грунт основания. Устройство грунтовых, щебеночных и грунтоизвестковых свай, по существу, относится к способам искусственного улучшения грунтов основания, рассматриваемым в п. 12. Бетонные набивные сваи впервые предложил русский инженер Страус (1899 г.).

По характеру взаимодействия свай с грунтом различают сваи, изготавливаемые без уплотнения вокруг ствола, с частичным уплотнением и с полным вытеснением грунта в объеме изготавливаемой сваи.

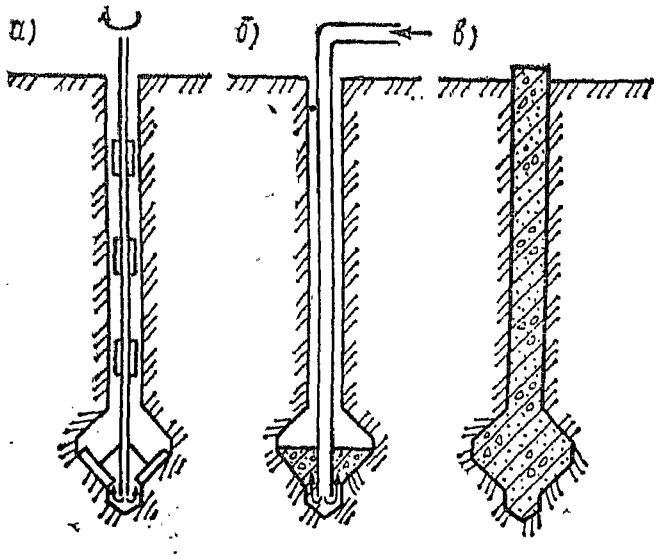


Рис. 11.8. Последовательность изготовления буронабивной сваи с уширенным нижним концом

а — бурение скважины под защитой глинистого раствора; *б* — бетонирование сваи через бетонолитную трубу; *в* — готовая свая

Сваи без уплотнения или с небольшим уплотнением делаются в буровых скважинах, поэтому их в общем случае относят к буровым. Поскольку буровые скважины заполняются бетоном с уплотнением (иногда с постановкой арматуры) в скважинах образуются сваи, называемые буронабивными. Иногда в скважинах разбуривается или делается каким-либо иным способом уширение.

В необводненных связных грунтах крепление скважины не требуется. При бурении ниже уровня подземных вод для поддержания стен скважин их заполняют раствором тонкодисперсной глины (например бентонитовой). Бетонирование сваи производится с помощью бетонолитной трубы (рис. 11.8). Буронабивные сваи без уширения имеют относительно небольшую несущую способность вследствие осыпания грунта и образования шлама на дне скважины. Иногда буронабивные сваи делают пустотелыми путем погружения в бетонную смесь вибросердечника.

Для повышения несущей способности буронабивных свай грунт под ними уплотняют с помощью камуфлетных взрывов, путем втрамбовывания щебня или жесткого бетона в забой скважины. С целью увеличения сопротивления грунта по боковой поверхности буронабивных свай в скважины отдельными порциями укладывают сравнительно жесткую бетонную смесь с тщательным трамбованием.

Так, в частности изготавливаются сваи Страуса (рис. 11.9). При бурении в скважину опускается обсадная труба, которая по мере бетонирования поднимается вверх. Интенсивное трамбование бетонной смеси приводит к уширению ствола сваи за счет уплотнения окружающего грунта.

Под тяжелые сооружения иногда делают сваи-столбы в скважинах диаметром 80 см и более. В нижней их части целесообразно устраивать разбуриваемое уширение.

За последнее время для усиления оснований под существующими фундаментами стали применять буроинъекционные сваи диаметром 15...25 см (см. рис. 16.2), которые изготавливаются

путем заполнения скважин мелкозернистой бетонной смесью или цементно-песчаным раствором под большим давлением. Это ведет к инъекции грунта цементным раствором и уширению скважин создаваемым давлением.

В некоторых случаях применяют буроопускные сваи. При их изготовлении скважину (с уширением или без него) частично заполняют бетонной смесью, в которую вибрированием погружается призматическая свая, обладающая необходимой прочностью. Такие сваи могут воспринимать нагрузки до набора прочности уложенного бетона.

В последнее время в грунте готовят полости для свай с помощью водоструйной технологии. Подача струи воды в грунт в определенном направлении позволяет получать полости заданной формы и размеров.

Сваи с полным вытеснением грунта называются набивными сваями. Для их устройства в грунт погружается либо инвентарный сердечник для образования полости, либо инвентарная труба с бетонной пробкой, с теряемым или раскрывающимся наконечником. После погружения на необходимую глубину по мере заполнения образовавшейся полости бетонной смесью инвентарную трубу постепенно извлекают.

Набивные виброштампованные сваи устраиваются аналогично набивным, но при поднятии инвентарной трубы с вибрацией ее систематически опускают несколько вниз. Это приводит к расширению ствола сваи при жесткой бетонной смеси. Иногда такие сваи делают, образуя скважину бурением.

Набивные сваи в выштампованном ложе делают путем выштамповки или вытрамбовывания в грунте пирамидальной, конусообразной или иной формы скважины с последующим заполнением ее бетонной смесью. При устройстве таких свай иногда в нижнюю часть скважин несколько раз укладывают щебень или жесткую бетонную смесь и втрамбовывают в грунт. Это ведет к уширению пяты сваи и повышению ее несущей способности. Иногда уширение делает-

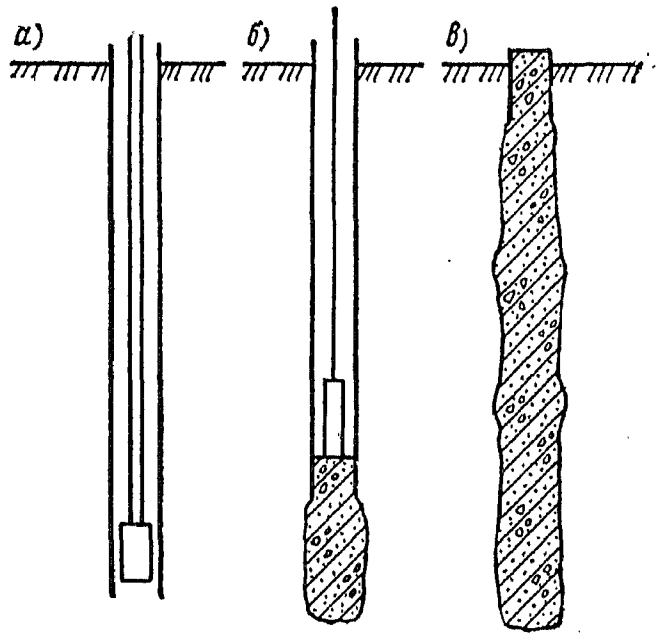


Рис. 11.9. Последовательность изготовления сваи Страуса

а — бурение скважины под защитой обсадной трубы; *б* — бетонирование с трамбованием; *в* — готовая свая

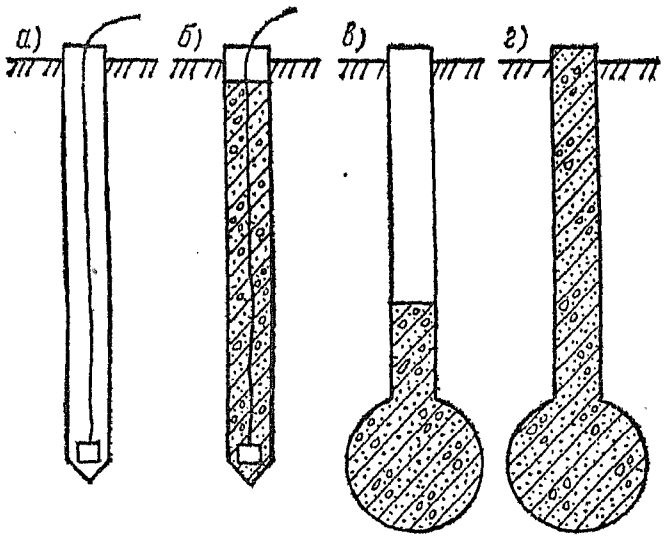


Рис. 11.10. Последовательность изготовления камуфлетных свай в неизвлекаемой оболочке

а — помещение заряда взрывчатого вещества в погруженную оболочку; *б* — заполнение оболочки бетонной смесью; *в* — заполнение камуфлетной полости бетонной смесью после взрыва; *г* — готовая свая

ся выштампованием или вытрамбованием.

Сваи с неизвлекаемой металлической или железобетонной оболочкой с камуфлетным уширением или без него устраиваются там, где необходимо защитить бетонную смесь или бетон от внешних воздействий, либо при высоких свайных ростверках. Для этого металлическую трубу с заваренным башмаком погружают в грунт и заполняют ее бетонной смесью. С целью образования камуфлетного уширения перед бетонированием в трубу опускают заряд взрывчатого вещества, который взрывают после заполнения трубы бетонной смесью (рис. 11.10). Железобетонные сваи-оболочки, а также оболочки погружают с открытым нижним концом с извлечением грунта. После погружения оболочки в нижней ее части может быть сделано камуфлетное уширение.

Технология изготовления свай в грунте зависит от грунтовых условий и требуемой несущей способности свай. К сваям, изготавливаемым в грунте, относят также сваи-оболочки, оболочки и сваи-столбы. Их устройство рассматривается в п. 13.5.

Области применения различных видов свай указаны в приложении 1 СНиП 2.02.03—85.

11.2. Определение несущей способности свай, свай-оболочек и свай-столбов

11.2.1. Явления, происходящие в грунте при погружении свай и при их изготовлении в нем

В процессе погружения свая вытесняет некоторый объем грунта. Это приводит к уплотнению окружающего ее грунта, что обычно наблюдается в рыхлых и средней плотности песках, а также в ненасыщенных водой пылевато-глинистых грунтах. Од-

нако даже в этих грунтах при забивке свай вокруг нее может происходить небольшое поднятие дна котлована.

Глины и суглинки, в которых все поры заполнены водой, уплотняются только в результате отжатия поровой воды. Так как вода из таких грунтов отжимается очень медленно, во время погружения свай наблюдается лишь незначительное уплотнение грунтов в результате выдавливания воды из пор и отжатия ее вдоль ствола сваи вверх, а также вследствие упругих объемных деформаций воды, содержащей воздух. Основная же деформация грунта развивается в виде смещения его частиц в стороны и вверх, что приводит к поднятию дна котлована (рис. 11.11). При выпоре пылевато-глинистого грунта происходит его перемятие, нарушение природной структуры и снижение прочности. Перемещающийся вверх грунт способен поднимать ранее забитые сваи. Это существенно снижает их несущую способность. В связи с этим после поднятия свай необходима добивка их до проектного положения.

Особенно сильно снижается прочность пылевато-глинистого грунта, расположенного непосредственно у боковой поверхности сваи, так как вода, отжимаемая из пор грунта, перемещается вверх по этой поверхности. В результате резко уменьшается трение сваи о грунт, что способствует ее погружению при ударах.

Таким образом, если по мере заглубления сваи в пески и в ненасыщенные водой пылевато-глинистые грунты она встречает все большее сопротивление и отказ (погружение сваи от одного удара) все уменьшается, то по мере погружения в тиксотропные насыщенные водой глины и суглинки отказ нередко увеличивается.

Логично считать, что чем большее сопротивление оказывает грунт погружению сваи, т. е. чем меньше отказ, тем большую нагрузку можно передать на сваю. Поэтому сразу после погружения сваи в насыщенные водой пылевато-глинистые грунты она имеет небольшую несущую способность.

Опыт показывает, что надо дать свае «отдохнуть», т. е. не подвергать ее статическим и динамическим воздействиям в течение нескольких дней после погружения. За этот период окружающая сваю вода постепенно переместится от ее боковой поверхности, кроме

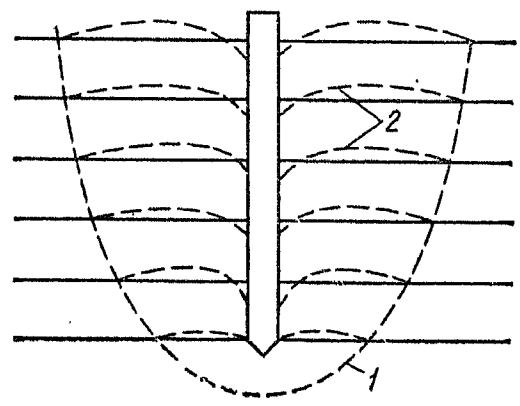


Рис. 11.11. Характер деформации насыщенного водой пылевато-глинистого грунта около забитой сваи

1 — граница интенсивных деформаций выпора; *2* — эпюры вертикальных перемещений слоев грунта

того, вследствие тиксотропных свойств грунта прочность его около сваи со временем в значительной степени восстановится, и тогда несущая способность сваи увеличится. Строители говорят, что «грунт засосал сваю». Если теперь произвести по свае удары свайным молотом, аналогичные ударам при забивке, отказ, как правило, будет во много раз меньше. Этот отказ называют действительным отказом, или отказом после «отдыха». При забивке же наблюдается производственный отказ, часто называемый «ложным отказом».

В песках, наоборот, «ложный отказ» при забивке иногда бывает меньше действительного, так как в процессе погружения сваи под ее нижним концом образуется ядро уплотненного грунта, препятствующее погружению сваи при ударах свайного молота. Во время «отдыха» сваи происходит релаксация напряжений в песке и сопротивление грунта ее внедрению снижается.

Необходимая продолжительность «отдыха» сваи зависит от характера грунта: обычно для супесей и песков — одна неделя, для суглинков — две недели, для глин — не менее трех недель.

Применение подмыва для погружения свай в пески приводит к их разрыхлению, поэтому последний метр сваи забивают без подмыва. Нижний конец сваи должен быть заглублен в грунт, не подвергавшийся размыву. Под влиянием динамических воздействий песок вокруг сваи уплотняется.

Весьма эффективно погружение свай в водонасыщенные пески вибрированием. При этом происходит интенсивное уплотнение песка вокруг погружаемых свай, они получают более высокую несущую способность, чем забитые сваи.

При изготовлении свай, свай-оболочек и свай-столбов, называемых нами для краткости сваями, изготовленными в грунте (набивными), явления, происходящие в массиве грунта, в значительной степени зависят от применяемой технологии. Использование бурения для изготовления скважин приводит к разуплотнению грунта вокруг сваи. Это существенно уменьшает несущую способность таких свай по сравнению с забивными сваями. Еще в большей степени снижается несущая способность буронабивных свай, когда в забое остается шлам. Для увеличения несущей способности таких свай уплотняют грунт под сваями и вокруг них. С этой целью применяют камуфлетные взрывы, механическое трамбование, электрогидродинамический эффект и др.

11.2.2. Прочность свай по материалу

Сваи, погружаемые в грунт в готовом виде, могут быть разрушены при транспортировании, складировании, подъеме на копер, забивке и загрузке после погружения. Поэтому для сохранения целостности свай их армируют продольной арматурой

и выпускают из тела свай, как сказано ранее, монтажные петли (см. рис. 11.6). При складировании сваи укладывают на подкладки, размещаемые так, чтобы расстояние от концов сваи до подкладки составляло $0{,}209l$ (см. рис. 11.6). При этом подкладки располагают строго над подкладками нижнего ряда.

Наибольшие напряжения сжатия сваи получают в момент забивки. При вертикальной нагрузке от сооружения материал свай, забитых в грунт, чаще всего недогружен. При проверке сваи на сжатие продольный изгиб учитывают как для стержня в упругой среде только на участках относительно мощных слоев слабых грунтов (торф, ил). В остальных грунтах продольный изгиб не учитывают. Если на сваю передаются горизонтальные усилия или моменты, то ее рассчитывают на поперечный изгиб, как стержень в упругой среде.

При сваях, изготовляемых в грунте, качество бетона часто бывает низкое, особенно если бетонирование производится подводным способом. В связи с этим на прочность материала вводится снижающий коэффициент условий работы.

Расчеты свай по прочности материала производят в соответствии с методами проектирования железобетонных и бетонных конструкций.

11.2.3. Определение несущей способности свай-стоек

Несущая способность сваи-стойки зависит от прочности грунта под ее нижним концом и определяется по первой группе предельных состояний по формуле

$$F_d = \gamma_c R A, \tag{11.2}$$

где γ_c — коэффициент условий работы, принимаемый равным 1; R — расчетное сопротивление крупнообломочного грунта или скальной породы под нижним концом сваи; A — площадь поперечного сечения сваи у нижнего конца.

Для забивных, вдавливаемых и погружаемых вибрированием свай, опирающихся нижним концом на разрушенные скальные породы и крупнообломочные грунты с песчаным заполнителем, обычно принимают $R = 20$ МПа. Высокое расчетное сопротивление грунта объясняется сильным уплотнением грунта под нижним концом свай.

Под набивными сваями вскрываемый плотный пылевато-глинистый или крупнообломочный грунт разуплотняется, поэтому нормативное сопротивление такого грунта можно установить лишь путем испытания его штампами или загрузкой свай статической нагрузкой. Если нижний конец набивной сваи опирается на невыветрелую скальную породу, расчетное сопротивление ее под сваей устанавливается по формуле

$$R = R_{c.\,n}/\gamma_g, \tag{11.3}$$

где $R_{c.n}$ — нормативное (среднее арифметическое значение) временное сопротивление скальной породы одноосному сжатию в водонасыщенном состоянии; γ_g — коэффициент надежности по грунту, принимаемый равным 1,4.

Для повышения значения R приходится заделывать нижний конец сваи в скальную породу. Тогда

$$R = (R_{c.n}/\gamma_g)(l_d/d_f + 1.5),$$

где l_d — расчетная глубина заделки набивной сваи или сваи-оболочки в скальную породу, принимаемая не менее 0,5 м; d_f — диаметр заделанной в скальную породу части сваи.

11.2.4. Определение несущей способности сваи трения

Несущая способность грунта основания свай трения, зависящая от сопротивления грунта под их нижним концом давлению и развивающегося по их боковой поверхности сопротивления грунта сдвигу, определяется по I группе предельных состояний различными методами. Широко известны следующие четыре метода: 1) практический с использованием таблиц СНиПа; 2) динамический; 3) статического зондирования; 4) испытания свай статической нагрузкой. Из них только последний метод позволяет получать непосредственно опытным путем значение несущей способности сваи. Остальные методы, являясь косвенными, дают относительно приближенные значения несущей способности, которые рекомендуется сравнивать с результатами контрольных испытаний свай статической нагрузкой.

Практический метод. Несущая способность свай трения определяется как сумма двух слагаемых — сопротивления грунта под их нижним концом давлению и сопротивления грунта сдвигу по их боковой поверхности:

$$F_d = \gamma_c\left(\gamma_{cR} R A + u \sum \gamma_{cf} f_i h_i\right), \qquad (11.4)$$

где γ_c — коэффициент условий работы сваи в грунте, принимаемый равным 1; γ_{cR} и γ_{cf} — коэффициенты условий работы грунта соответственно под нижним концом и по боковой поверхности сваи, зависящие от способа ее погружения (табл. 11.1); R — расчетное сопротивление грунта под нижним концом сваи, определяемое по табл. 11.2; A — площадь опирания сваи на грунт; u — периметр поперечного сечения сваи; f_i — расчетное сопротивление сдвигу боковой поверхности сваи по i-му слою грунта, определяемое по табл. 11.3; h_i — толщина i-го слоя грунта в пределах длины сваи (рис. 11.12).

Глубины погружения сваи и залегания отдельных слоев z для определения значений R и f_i принимают от природного рельефа при срезке, подсыпке или намыве слоя толщиной не более 3 м или от условной отметки, расположенной соответственно на 3 м выше уровня срезки или на 3 м ниже уровня подсыпки, при срезке, подсыпке или намыве слоя толщиной от 3 до 10 м. В водотоках учитывают возможный размыв грунта.

Таблица 11.1. **Коэффициенты условий работы грунта для формулы (11.4)**

Способ погружения сваи и вид грунта	γ_{cR}	γ_{cf}
Забивка свайными молотами и вдавливание при сплошных и полых сваях с закрытым нижним концом	1,0	1,0
То же, в пробуренные лидерные скважины с заглублением на 1 м ниже их забоя при диаметре скважин:		
равном стороне квадратной сваи	1,0	0,5
на 5 см меньшем стороны квадратной сваи	1,0	0,6
на 15 см меньшем стороны квадратной или диаметра круглой сваи	1,0	1,0
С подмывом в песчаные грунты при условии внедрения сваи на последнем метре погружения без подмыва	1,0	0,9
Вибрирование и вибровдавливание в грунты:		
пески средней плотности сложения:		
крупные и средней крупности	1,2	1,0
мелкие	1,1	1,0
пылеватые	1,0	1,0
пылевато-глинистые при показателе текучести $I_L = 0{,}5$:		
супеси	0,9	0,9
суглинки	0,8	0,9
глины	0,7	0,9
пылевато-глинистые при показателе текучести $I_L \leqslant 0$	1,0	1,0
Забивка свайными молотами и вдавливание при полых сваях с открытым нижним концом при диаметре полости, см:		
40 и менее	1,0	1,0
до 80	0,7	1,0
Любой при полых круглых сваях с закрытым нижним концом с устройством камуфлетного уширения на глубине ниже 10 м в песчаных грунтах средней плотности сложения и в пылевато-глинистых грунтах при показателе текучести $I_L \leqslant 0{,}5$ и диаметре уширения, равном:	0,9	1,0
1,0 м в указанных грунтах	0,9	1,0
1,5 м в песках и супесях	0,8	1,0
1,5 м в суглинках и глинах	0,7	1,0

При промежуточных значениях z для определения R и f_i по табл. 11.2 и 11.3 применяют интерполяцию. Для плотных песков значение f_i увеличивают на 30 %, а значение R принимают на 60...100 % больше, чем указано в табл. 11.2, но не более чем на 20 МПа. Толщину слоев при членении толщи грунтов для определения f_i принимают не более 2 м.

с При пирамидальных сваях СНиП 2.02.03—85 рекомендуют определять F_d в зависимости от деформационных и прочностных свойств грунтов.

Определение несущей способности свай с использованием таблиц СНиПа нельзя считать точным. Если ошибиться при нахождении I_L всего на 0,1, то результат, получаемый по формуле (11.4), может оказаться завышенным или заниженным иногда в 1,5 раза и более. В то же время значения w_L и w_P по ГОСТ 5183—77 определяются экспериментально довольно приблизительно. Кроме того, хотя табличные значения R и f_i установле-

Таблица 11.2. **Значения расчетного сопротивления грунта под нижним концом свай, погруженных в грунт и изготовленных в грунте без его выемки, R, кПа**

Глубина погружения нижнего конца сваи и сваи-оболочки z_0, м	Для песчаных грунтов средней плотности сложения						
	гравелистых	крупных	—	средней крупности	мелких	пылеватых	—
	Для пылевато-глинистых грунтов при показателе текучести I_L						
	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6
3	7 500	6 600 / 4 000	3 000	3 100 / 2 000	2 000 / 1 200	1 100	600
4	8 300	6 800 / 5 100	3 800	3 200 / 2 500	2 100 / 1 600	1 250	700
5	8 800	7 000 / 6 200	4 000	3 400 / 2 800	2 200 / 2 000	1 300	800
7	9 700	7 300 / 6 900	4 300	3 700 / 3 300	2 400 / 2 200	1 400	850
10	10 500	7 700 / 7 300	5 000	4 000 / 3 500	2 600 / 2 400	1 500	900
15	11 700	8 200 / 7 500	5 600	4 400 / 4 000	2 900	1 650	1 000
20	12 600	8 500	6 200	4 800 / 4 500	3 200	1 800	1 100
25	13 400	9 000	6 800	5 200	3 500	1 950	1 200
30	14 200	9 500	7 400	5 600	3 800	2 100	1 300
35	15 000	10 000	8 000	6 000	4 100	2 250	1 400

Примечание. В числителе дроби даны значения R для песков, в знаменателе — для пылевато-глинистых грунтов.

Таблица 11.3. **Значения расчетного сопротивления сдвигу боковой поверхности забивных свай по грунту f, кПа**

Средняя глубина расположения слоя грунта z_i, м	Для песчаных грунтов средней плотности сложения								
	крупных и средней крупности	мелких	пылеватых	–	–	–	–	–	–
	Для пылевато-глинистых грунтов при показателе текучести I_L								
	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
1	35	23	15	12	8	4	4	3	2
2	42	30	21	17	12	7	5	4	4
3	48	35	25	20	12	8	7	6	5
4	53	38	27	22	16	9	8	7	5
5	56	40	29	24	17	10	8	7	6
6	58	42	31	25	18	10	8	7	6
8	62	44	33	26	19	10	8	7	6
10	65	46	34	27	19	10	8	7	6
15	72	51	38	28	20	11	8	7	6
20	79	56	41	30	20	12	8	7	6
25	86	61	44	32	20	12	8	7	6
30	93	66	47	34	21	12	9	8	7
35	100	70	50	36	22	13	9	8	7

ны на основании корреляционной зависимости этих величин от значения I_L, тем не менее характерные особенности грунтов отдельных регионов не выявляются табл. 11.2 и 11.3. Поэтому целесообразно накапливать данные о значениях R и f_i для грунтов районов массовой застройки с составлением таблиц региональных значений R и f_i.

Динамический метод. Чем глубже погружается свая, забиваемая свайным молотом, тем больше сопротивление оказывает грунт ее внедрению. В результате от каждого удара получается все меньший и меньший отказ, который следует определять после «отдыха».

Динамические испытания свай после «отдыха» регламентированы ГОСТ 5686—78 и СНиП 2.02.03—85. Добивку свай после «отдыха» производят свайным молотом массой в 1,5...1,25 раза больше массы сваи,

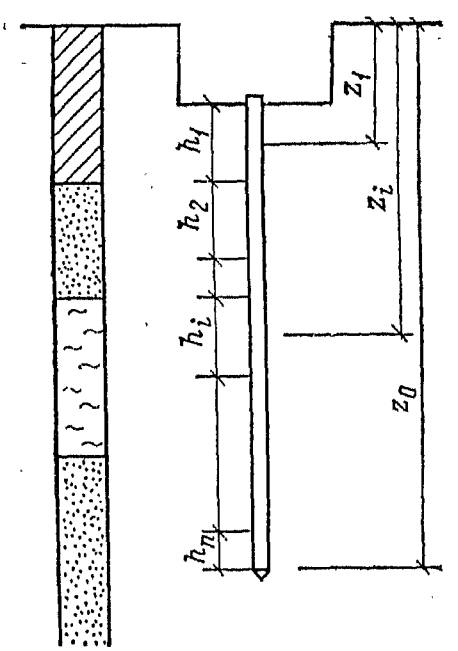


Рис. 11.12. Расчетная схема к определению несущей способности сваи трения

а при длинных сваях — молотом с массой не менее массы испытываемой сваи.

Работа, совершаемая при ударе свайного молота о голову сваи, GH (где G — масса ударной части молота; H — высота его падения) расходуется на погружение сваи, на упругие деформации системы молот — свая — грунт, частично на превращение механической энергии в тепловую и на разрушение головы сваи. В общем виде это положение записывается в виде уравнения

$$GH = F_u s_a + Gh + GH\alpha,$$

где F_u — предельное сопротивление сваи погружению в грунт; s_a — отказ сваи после «отдыха»; h — высота отскока свайного молота после удара, зависящая от упругих деформаций системы молот — свая — грунт; α — коэффициент, характеризующий потери работы на разрушение головы сваи и другие потери.

В результате принятия ряда допущений и преобразования этого выражения Н. М. Герсеванов получил формулу для предельного сопротивления сваи, которая с небольшими изменениями приводится в СНиП для отказов свай $s_a \geqslant 0{,}002$ м в следующем виде:

$$F_u = \frac{\eta AM}{2}\left[\sqrt{1 + \frac{4E_d}{\eta A s_a}\,\frac{m_1 + \varepsilon^2 (m_2 + m_3)}{m_1 + m_2 + m_3}} - 1\right], \qquad (11.5)$$

где η — коэффициент, зависящий от упругих свойств материала сваи, принимаемый для железобетонных свай равным 1500 кН/м², для деревянных свай — 1000 кН/м²; A — площадь поперечного сечения сваи с включением пустот, м²; M — коэффициент, принимаемый в зависимости от грунта под нижним концом сваи по СНиПу; E_d — расчетная энергия удара свайного молота, принимаемая для молота одиночного действия равной GH, для трубчатого дизель-молота — $0{,}9GH$ и штангового дизель-молота — $0{,}4GH$, кДж; ε^2 — коэффициент восстановления удара, принимаемый при забивке равным 0,2; m_1 — масса молота; m_2 — масса сваи с наголовником, т; m_3 — масса подбабка, т; s_a — остаточный отказ — погружение сваи от одного удара, м.

При малых значениях отказа ($s_a < 0{,}002$ м) необходимо учитывать упругие деформации системы свая — грунт. Для этого с помощью отказомера замеряют упругий отказ s_{el} и остаточный отказ s_a. Это позволяет определить частное значение предельного сопротивления сваи по формуле

$$F_u = \frac{1}{2\theta}\,\frac{2s_a + s_{el}}{s_a + s_{el}}\left[\sqrt{1 + \frac{8E_d (s_a + s_{el})\, m_4}{(2s_a + s_{el})^2 (m_4 + m_2)}\,\theta} - 1\right]; \qquad (11.6)$$

здесь коэффициент

$$\theta = \frac{1}{4}\left(\frac{n_p}{A} + \frac{n_f}{A_f}\right)\frac{m_4}{m_4 + m_2}\sqrt{2g(H - h)},$$

где n_p и n_f — коэффициенты перехода от динамического (включая вязкое сопротивление грунта) к статическому сопротивлению грунта соответственно под нижним концом и по боковой поверхности сваи (обычно принимают $n_p = 0{,}00025$ с·м/кН, $n_f = 0{,}025$ с·м/кН); A_f — площадь боковой поверхно-

сти сваи, соприкасающейся с грунтом, м²; g — ускорение свободного падения, принимаемое равным 9,81 м/с²; H — высота падения ударной части молота, м; h — высота первого отскока молота, принимается для дизель-молотов штанговых $h = 0{,}6$ м, для трубчатых — $h = 0{,}4$ м, для других молотов — равной нулю; m_4 — масса ударной части молота, т.

Точность определения F_u по формулам (11.5) и (11.6) зависит от наличия упругой прокладки в наголовнике, которая должна быть предварительно обмята несколькими ударами той же интенсивности, что и при определении отказа сваи.

Недостатком динамических испытаний является необходимость перехода от сопротивления сваи динамическому погружению к сопротивлению ее под действием статической нагрузки.

Метод статического зондирования. Метод статического зондирования позволяет оценивать сопротивление грунта погружению сваи как под нижним ее концом, так и по ее боковой поверхности. Для зондирования согласно ГОСТ 24942—81 в настоящее время применяют в основном три установки. В установке типа I, у которой зондировочный стандартный конус переходит в штангу, трение по грунту развивается по всей ее длине, а в установках типа II и III трение по грунту развивается только в нижней части штанги.

Сопротивление грунта прониканию зонда не идентично сопротивлению грунта загружаемой свае, так как при внедрении зонда вокруг нее нарушается структура грунта, которая не может сразу восстановиться. По этой причине результаты статического зондирования насыщенных водой пылевато-глинистых грунтов не отражают работы свай, особенно в отношении трения боковой поверхности сваи о грунт. В то же время при песчаных грунтах и супесях результаты статического зондирования позволяют достаточно точно определять несущую способность свай. В остальных случаях правильнее предварительно установить корреляционную зависимость между нагрузкой, требующейся для погружения зонда, и несущей способностью свай.

Удельное сопротивление грунта под нижним концом сваи определяют по формуле

$$R_S = \beta_1 q_s, \tag{11.7}$$

где β_1 — переходный коэффициент от сопротивления грунта под зондом при его погружении к сопротивлению грунта под забивной сваей после «отдыха»; q_s — среднее значение сопротивления грунта под наконечником зонда на участке, расположенном на $1d$ выше и на $4d$ ниже нижнего конца сваи (d — сторона или диаметр сваи):

q_S, кПа	$\leqslant 1\,000$	2 500	5 000	7 500	10 000	15 000	20 000	$\geqslant 30\,000$
β_1	0,9	0,8	0,65	0,55	0,45	0,35	0,30	0,20

Таблица 11.4. **Значения коэффициентов β_2 и β_i для формул (11.8) и (11.9)**

f_s; f_{si}, кПа	Коэффициент β_2		Коэффициент β_i	
	при песчаных грунтах	при пылевато-глинистых грунтах	при песчаных грунтах	при пылевато-глинистых грунтах
$\leqslant 20$	2,40	1,50	0,75	1,00
40	1,65	1,00	0,60	0,75
60	1,20	0,75	0,55	0,60
80	1,00	0,60	0,50	0,45
100	0,85	0,50	0,45	0,40
$\geqslant 120$	0,75	0,40	0,40	0,30

Среднее удельное сопротивление грунта по боковой поверхности сваи определяют из выражений:

при установке типа I

$$f = \beta_2 f_s; \tag{11.8}$$

при установках типов II и III

$$f = \left(\sum \beta_i f_{s.\,i} h_i\right)/h, \tag{11.9}$$

где β_2 и β_i — переходные коэффициенты, принимаемые по табл. 11.4; f_s — среднее удельное сопротивление грунта по боковой поверхности зонда при погружении его на глубину забивки сваи; f_{si} — среднее удельное сопротивление грунта по боковой поверхности в пределах i-го слоя; h_i — толщина i-го слоя; h — глубина погружения сваи от поверхности грунта около нее.

Зная R_s и f, находят частное значение предельного сопротивления сваи в месте зондирования:

$$F_u = R_s A + fhu, \tag{11.10}$$

где A — площадь поперечного сечения сваи у нижнего конца; h — длина сваи в грунте; u — периметр поперечного сечения сваи.

При относительно однородных инженерно-геологических условиях по частным значениям предельного сопротивления сваи, установленным для всех мест зондирования, находят несущую способность сваи, работающей на сжимающую нагрузку:

$$F_d = \frac{\gamma_c}{n\gamma_g} \sum_{i=1}^{n} F_{u.\,i}, \tag{11.11}$$

где γ_c — коэффициент условий работы, принимаемый равным 1; n — число точек зондирования, в которых по формуле (11.10) найдены частные значения предельного сопротивления сваи $F_{u.\,i}$; γ_g — коэффициент безопасности по грунту, определяемый в соответствии с п. 2.5 для односторонней доверительной вероятности $\alpha = 0{,}95$.

При резких изменениях напластования грунтов в пределах одной строительной площадки последнюю разбивают на части,

имеющие приблизительно однородные инженерно-геологические условия, и для каждой такой части определяют F_d по формуле (11.11).

Более точные значения частного предельного сопротивления сваи длиной до 12 м можно найти испытанием грунтов с помощью эталонной сваи, если длина проектируемых свай не превышает 12 м. Тогда, проведя испытания в соответствии с ГОСТ 24942—81, получают предельное сопротивление эталонной сваи $F_{u.\,sp}$ и вычисляют предельное сопротивление натурных свай такой же длины по формуле

$$F_u = \gamma_{sp} F_{u.\,sp} u/u_{sp}, \qquad (11.12)$$

где u и u_{sp} — периметр поперечного сечения соответственно натурной сваи и эталонной сваи; γ_{sp} — коэффициент, принимаемый равным 1 для всех грунтов, кроме плотных песков (для них $\gamma_{sp} = 1{,}25$).

Еще точнее F_u устанавливается испытанием натурных свай статической нагрузкой.

Метод испытания свай статической нагрузкой. Несущую способность сваи при изысканиях можно определять путем испытания статической нагрузкой ее аналога (рис. 11.13, *а*), погружаемого в грунт или изготовляемого в грунте (как предусмотрено в проекте). Для приложения нагрузки на сваю на некотором расстоянии от нее (вне зоны напряженного состояния грунта, возникающего при забивке сваи) забивают или ввинчивают инвентарные анкерные сваи *3*, на которых закрепляют упорную балку *2*. Между балкой и головой испытываемой сваи помещают домкрат *1* и после отдыха передают на сваю нагрузку, обычно ступенями по 0,1...0,15 ожидаемой несущей способности. Каждую ступень нагрузки выдерживают до условного затухания осадки сваи, согласно ГОСТ 5686—78. После этого прикладывают следующую ступень нагрузки. По результатам эксперимента строят графическую зависимость (рис. 11.13, *б*). Иногда

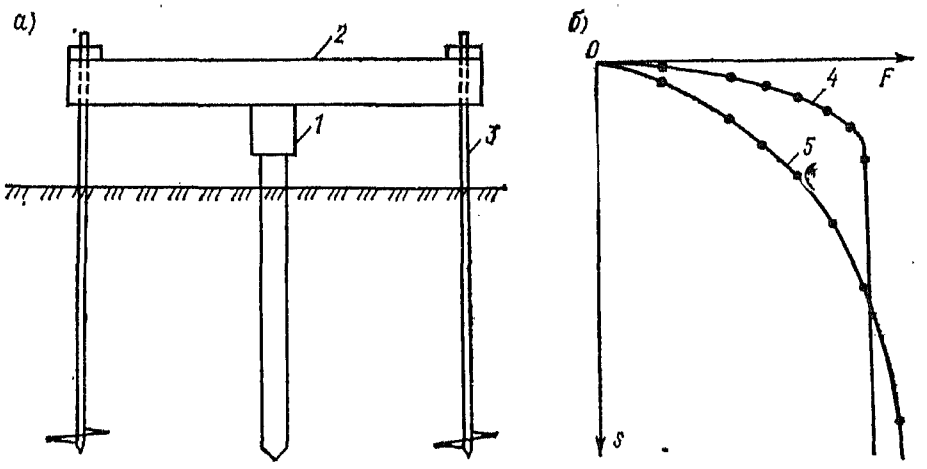


Рис. 11.13. Испытание свай статической нагрузкой
а — схема испытания; *б* — зависимость осадки сваи от нагрузки

при некоторой нагрузке при осадке менее 20 мм происходит провальная осадка сваи — непрерывное погружение ее без затухания скорости осадки (кривая *4*). В таком случае эта нагрузка и будет соответствовать частному значению предельного сопротивления сваи. Труднее решить вопрос о значении предельного сопротивления сваи, если ее осадка развивается в соответствии с кривой *5* (рис. 11.13, *б*).

Для рассматриваемого случая в СНиП 2.02.03—85 даны две рекомендации:

1. Для мостов и портовых гидротехнических сооружений принимают, что предельное сопротивление испытываемой сваи при вдавливании соответствует нагрузке, на одну ступень меньшей нагрузки, при которой:

приращение осадки за одну ступень загружения (при общей величине осадки более 40 мм) превышает в 5 раз и более приращение осадки, полученное за предшествующую ступень загружения;

осадка не затухает в течение суток и более (при общей величине ее более 40 мм).

2. Для остальных свайных фундаментов и сооружений принимают, что предельное сопротивление испытываемой сваи вдавливающей нагрузке соответствует нагрузке, при которой эта свая получает осадку s, равную некоторой доле средней предельно допустимой осадки возводимого сооружения $s_{u.\,mt}$, т. е.

$$s = \zeta s_{u.\,mt}, \tag{11.13}$$

где ζ — коэффициент перехода от осадки $s_{u.\,mt}$ к осадке испытываемой сваи до ее условного затухания, принимаемый равным 0,2 или с учетом опыта строительства.

При таком подходе расчет свайных фундаментов, который производится по первой группе предельных состояний (по прочности или устойчивости), связан с расчетом по второй группе предельных состояний (по деформациям). В этом случае предельное сопротивление свай на одной и той же строительной площадке при одних и тех же грунтовых условиях под неодинаковыми по конструкции сооружениями получается различным.

Предельное сопротивление сваи должно характеризоваться предельным сопротивлением сдвигу ее боковой поверхности по грунту и предельным сопротивлением грунта под ее нижним концом давлению. По мере загрузки сваи возрастают реактивные силы по ее боковой поверхности и нижнему концу, свая получает небольшое перемещение (осадку). Когда перемещение ее относительно грунта достигнет некоторого значения, называемого нами с Ф. К. Лапшиным сдвиговой осадкой, сопротивление сдвигу ее боковой поверхности по грунту будет максимальным. Тогда, если сопротивление грунта в зоне нижнего конца сваи не может возрастать, свая получает провальную осадку. В боль-

шинстве же случаев сопротивление грунта под нижним концом сваи по мере увеличения ее осадки возрастает. Этим и объясняется, что осадка при испытании чаще всего соответствует кривой *5* (рис. 11.13, *б*). Учитывая сказанное, для определения предельного сопротивления сваи целесообразно принять величину осадки, больше сдвиговой для любых грунтов. В Ленинграде * рекомендуется принимать осадки, равные 40 мм, так как сдвиговая осадка ленточных глин составляет 25 мм. Положительный опыт строительства зданий на сваях, исходя из этого критерия (предельного сопротивления), свидетельствует о целесообразности его использования.

Определение несущей способности грунта основания свай по результатам их испытаний. При испытании натуральных и эталонных свай статической нагрузкой и натурных свай динамической нагрузкой получают частные значения их предельного сопротивления F_u. Для нахождения нормативного значения предельного сопротивления свай $F_{u.n}$ результаты испытаний (6 и более) свай, проведенных в одинаковых грунтовых условиях обрабатывают методом математической статистики (см. п. 2.5). По результатам такой обработки находят и значение коэффициента надежности по грунту γ_g. В случае испытания менее 6 свай принимают $F_{u.n} = F_{u.\min}$ и $\gamma_g = 1$. Зная $F_{u.n}$, несущую способность свай определяют по формуле

$$F_d = \gamma_c F_{u.n}/\gamma_g, \qquad (11.14)$$

где γ_c — коэффициент условий работы, принимаемый для вдавливающих нагрузок равным 1; γ_g — коэффициент надежности по грунту, устанавливаемый для односторонней доверительной вероятности $\alpha = 0{,}95$ (см. п. 2.5).

11.2.5. Особенности работы свай, изготовленных в грунте

Способ изготовления набивных свай влияет на сопротивление их вдавливающей нагрузке. Сопротивление сдвигу боковой поверхности свай по грунту зависит от того, происходит ли при образовании полости для сваи уплотнение грунта или, наоборот, разуплотнение. В общем случае несущая способность набивных свай, работающих на вдавливающую нагрузку, как и забивных свай, вычисляется по формуле (11.4). Различие заключается в определении коэффициентов условий работы γ_c, γ_{cR}, γ_{cf} и расчетного сопротивления грунта R под нижним концом сваи.

Коэффициенты условий работы сваи в грунте γ_c и условий работы грунта под нижним концом набивных свай γ_{cR} принимают равными 1. При бетонировании сваи подводным способом

* Временные технические указания по устройству фундаментов гражданских зданий и сооружений в Ленинграде и его пригородных районах ВТУ 401-01-388—71. Л., 1972.

Таблица 11.5. Значения коэффициента γ_{cf}

Виды свай и способы их изготовления	Значения γ_{cf}			
	Песок	Супесь	Суглинок	Глина
Изготовленные с забивкой инвентарной (извлекаемой) трубы с наконечником	0,8	0,8	0,8	0,7
Виброштампованные	0,9	0,9	0,9	0,9
Буронабивные, в т. ч. с уширенной пятой, бетонируемые:				
при отсутствии воды в скважине	0,7	0,7	0,7	0,6
под водой или под глинистым раствором	0,6	0,6	0,6	0,6
Жесткими бетонными смесями, укладываемыми с помощью глубинной вибрации	0,8	0,8	0,8	0,7
Буронабивные, полые, устраиваемые при отсутствии воды в скважине с помощью вибросердечника	0,8	0,8	0,8	0,7
Сваи-оболочки, погружаемые вибрированием с выемкой грунта	1,0	0,9	0,7	0,6
Сваи-столбы	0,7	0,7	0,7	0,6
Буроинъекционные с опрессовкой давлением 200...400 кПа (2...4 атм)	0,9	0,8	0,8	0,8

$\gamma_{cR} = 0{,}9$, при камуфлетных сваях $\gamma_{cR} = 1{,}3$. Коэффициент условий работы грунта по боковой поверхности свай, изготовленных в грунте, γ_{cf} обычно принимают по табл. 11.5.

Расчетное сопротивление грунта R под нижним концом набивных свай для пылевато-глинистых грунтов принимают по табл. 7 СНиП 2.02.03—85, а для песчаных и крупнообломочных грунтов определяют исходя из предельного равновесия массива грунта под сваей.

11.2.6. Учет слоя сильносжимаемого грунта, находящегося в пределах длины сваи

Иногда свайные фундаменты (рис. 11.14) делают с целью прорезки слоев слабых грунтов (заторфованных, илов и др.). Поскольку часть нагрузки, приходящейся на сваи, передается на грунты их боковой поверхностью, вокруг свай возникает напряженное состояние. Следовательно, и в слое сильносжимаемого слабого грунта также возникнут напряжения. Если эти напряжения приведут к деформации грунта в вертикальном направлении, то слои грунта, расположенные над слоем слабого грунта, станут перемещаться вниз вместе со сваей. Такие пере-

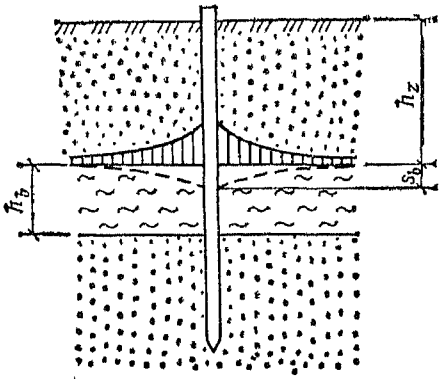


Рис. 11.14. Расчетная схема к определению несущей способности сваи при наличии слоя слабых грунтов

мещения обязательно будут меньше осадки сваи при ее загрузке. Если разность между осадкой сваи и осадкой верхних слоев грунта будет больше сдвиговой осадки или равна ей, то сопротивление сдвигу боковой поверхности свай по грунту полностью реализуется. Если же указанная разность будет меньше сдвиговой осадки, то сопротивление сдвигу боковой поверхности сваи по грунту верхних слоев в полной мере развиться не может. В порядке первого приближения такое сопротивление можно принять

$$f_r = k_r f \qquad (11.15)$$

где k_r — коэффициент снижения сопротивления сдвигу боковой поверхности сваи по грунту; f — сопротивление сдвигу боковой поверхности сваи по грунту, принимаемое по табл. 11.3.

Используя решение задачи Р. Миндлина о распределении напряжений в массиве грунта от силы, приложенной к точке внутри него, Д. Пати путем интегрирования нашел значения вертикальных напряжений в грунте около сваи трения. Эти напряжения, показанные на рис. 11.14 в виде эпюр, определяются

$$\sigma_f = \alpha f_r,$$

где α — коэффициент, зависящий от отношения расстояния между рассматриваемой точкой и осью сваи r к радиусу сваи r_p и от отношения глубины залегания кровли слоя слабого грунта h_z к радиусу сваи r_p (табл. 11.6); f_r — сопротивление сдвигу боковой поверхности сваи по грунту верхних слоев с учетом снижения трения.

Применительно к методу послойного суммирования осадка поверхности слоя сильносжимаемого грунта около сваи может быть найдена по выражению

$$s_b = 0{,}8\alpha f_r h_b / E_b$$

где h_b и E_b — толщина слоя и модуль деформации слабого сильносжимаемого грунта.

Таблица 11.6. **Значения коэффициента α**

h_z/r_p	При r/r_p					
	1	2	3	4	5	6
5	1,121	0,429	0,237	0,150	0,099	0,082
10	1,147	0,461	0,286	0,202	0,150	0,118
20	1,150	0,469	0,298	0,218	0,171	0,140
30	1,151	0,471	0,300	0,221	0,173	0,143

Подставив в это выражение значение f_r, получаемое по формуле (11.15), получим:

$$s_b = 0{,}8\alpha k_r f h_b / E_b.$$

Сумма s_b и сдвиговой осадки s_s, умноженной на коэффициент k_r, не должна быть больше предельно допустимой осадки свайного фундамента s_u. Следовательно, можно принять

$$s_b + k_r s_s = s_u.$$

Подставив в это выражение найденное значение s_b с учетом (11.15) и решив это уравнение относительно k_r, получим:

$$k_r = s_u E_b / (0{,}8\alpha f h_b + s_s E_b). \qquad (11.16)$$

Зная k_r и f, по формуле (11.15) находим сопротивление сдвигу верхней части боковой поверхности свай по грунту. Если по выражению (11.16) значение k_r оказывается больше единицы, это будет означать, что осадка поверхности слоя слабого грунта мала и уменьшать значение f не следует. С учетом коэффициента $k_r < 1$, находят расчетное сопротивление сдвигу боковой поверхности сваи по грунту для всех слоев, расположенных выше слоя сильносжимаемого грунта. Все остальные расчеты выполняют, руководствуясь формулой (11.4).

Когда k_r меньше 1, то даже испытание свай статической нагрузкой не может дать правильного значения их несущей способности, так как осадка s_b нарастает медленно.

Если слой слабого грунта залегает около нижнего конца сваи, возможен выпор грунта вверх из-под нее. В связи с этим сваю погружают на глубину, равную трем-четырем размерам ее поперечного сечения ниже подошвы слоя слабого грунта.

11.2.7. Условия возникновения отрицательного трения

Выше была рассмотрена работа загружаемой сваи, в пределах длины которой имеется слой слабого сильносжимаемого грунта. Если при таком напластовании загружаться будет не только свая, но и поверхность грунта около нее, то при некоторой интенсивности давления q, действующего по этой поверхности, грунт, залегающий над слоем слабого грунта, будет давать осадку больше осадки сваи, т. е. этот грунт будет перемещаться относительно сваи вниз. В результате трение, возникающее между грунтом и боковой поверхностью сваи, будет направлено не вверх, как обычно, а вниз (рис. 11.15, *а*) дополнительно пригружая сваю. Это трение, имеющее противоположное (отрицательное) направление, обычно называют отрицательным (или негативным) трением.

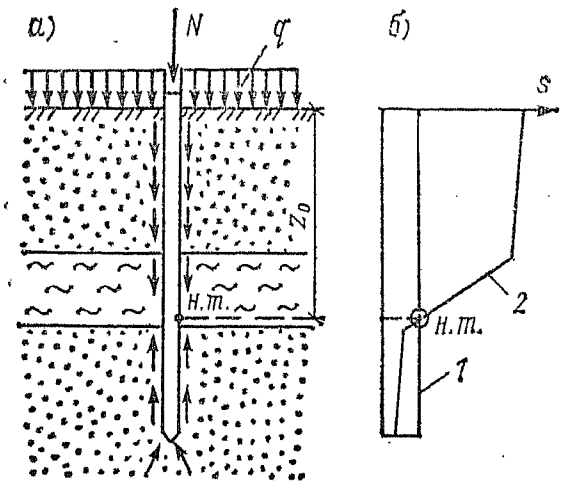


Рис. 11.15. Расчетная схема к развитию отрицательного трения (*а*), эпюры осадок (*б*)

Отрицательное трение может появиться в следующих случаях:

при планировке территории подсыпкой;

при загружении поверхности грунта или пола по грунту длительно действующими полезными нагрузками;

при снятии взвешивающего действия воды в результате понижения уровня подземных вод;

при динамических воздействиях на грунты, способные уплотняться от этих воздействий (рыхлые пески, тиксотропные грунты);

при уменьшении объема грунта, содержащего органические вещества, вследствие биологических процессов;

при замачивании просадочных грунтов;

при незавершенном уплотнении молодых отложений грунта.

Для оценки сил отрицательного трения и несущей способности сваи в соответствии с СНиП 2.02.03—85 целесообразно построить по длине сваи совмещенно прямоугольную эпюру *1* с интенсивностью перемещения, равного половине предельно допустимой осадки свайного фундамента, и эпюру *2* послойной осадки грунтов около боковой поверхности сваи, откладывая значения осадок от вертикали (рис. 11.15, *б*). В точке пересечения огибающих этих эпюр вертикальные перемещения грунта равны осадке сваи, следовательно, на глубине z_0 перемещение грунта относительно сваи равно нулю. Выше этой точки, называемой нулевой, действует отрицательно направленное трение, а ниже — трение, удерживающее сваю.

Несущую способность сваи при развитии отрицательного трения можно приближенно найти по выражению

$$F_d = \gamma_c \left(\gamma_{cR} R A + u \sum_{z_0}^{h} \gamma_{cf} f_i h_i - u \sum_{0}^{z_0} \gamma_{if} \gamma_{neg} f_i h_i \right), \qquad (11.17)$$

где z_0 — глубина расположения нулевой точки (н. т); h — длина сваи; γ_{neg} — коэффициент условий работы при развитии отрицательного трения, зависящий от величины перемещения; остальные обозначения даны в экспликации к формуле (11.4).

Если перемещение грунта относительно боковой поверхности сваи больше сдвиговой осадки, следует принимать $\gamma_{neg} = 0{,}8$, как для свай, работающих на выдергивание. Необходимо учитывать, что чем меньше осадка сваи, тем большие силы отри-

цательного трения на нее воздействуют. Для уменьшения сил отрицательного трения верхнюю часть боковой поверхности свай покрывают антифрикционными составами.

11.2.8. Сваи, работающие на выдергивание

Перемещению сваи вверх препятствует трение по ее боковой поверхности и вес сваи.

Несущую способность сваи, работающей на выдергивание, определяют по формуле

$$F_{du} = \gamma_c u \sum \gamma_{cf} f_i h_i + \gamma_t G_p, \qquad (11.18)$$

где γ_t — коэффициент надежности по нагрузке, обычно принимаемый равным 0,9; G_p — вес сваи, кН; остальные обозначения даны в экспликации к формуле (11.4).

Коэффициент условий работы свай в грунте γ_c при их длине $h < 4$ м принимают равным 0,6, а при $h \geqslant 4$ м — равным 0,8. При проектировании линий элетропередачи в случае кратковременных нагрузок значение γ_c берут несколько большим, согласно СНиП 2.02.03—85.

Значение F_{du} можно определять также испытанием свай на выдергивание.

11.2.9. Сваи, работающие на горизонтальную нагрузку и действие момента

Если свая загружена горизонтальной нагрузкой или моментом, она подвергается изгибу (рис. 11.16). Смещению сваи в горизонтальном направлении препятствует грунт, оказывая сопротивление. При таком смещении сваи грунт уплотняется и сопротивление его все возрастает, в самых поверхностных слоях наблюдается выпор грунта. В связи с этим определить сопротивление сваи при воздействии горизонтальной нагрузки довольно сложно.

Поскольку сооружения, как правило, не допускают существенных горизонтальных смещений, расчет чаще всего ве-

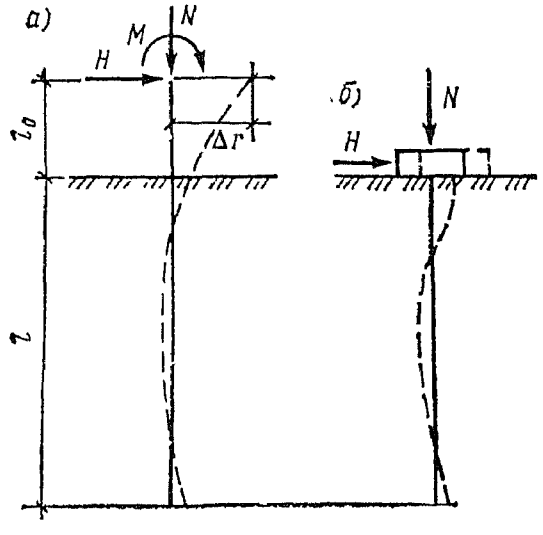


Рис. 11.16. Расчетные схемы при действии на сваю горизонтальной составляющей и момента

а — при свободном опирании ростверка на сваю; *б* — при заделке сваи в ростверке

дется по деформациям. При этом, если нет других ограничений, в качестве допустимого принимают смещение, равное 1 см. С целью увеличения жесткости системы ростверк — свая голову сваи прочно заделывают в ростверке. При этом горизонтальное смещение сваи уменьшается.

Расчет свай, воспринимающих горизонтальную силу и момент, приводится в приложении 1 СНиП 2.02.03—85. Сопротивление свай горизонтальной нагрузке часто определяют экспериментальным путем. Для этого между двумя забитыми сваями устанавливают домкрат и прикладывают к сваям горизонтальную силу. С целью получения момента эту силу прикладывают на некоторой высоте над поверхностью грунта. Несущую способность свай, работающих на горизонтальную нагрузку, определяют по формуле (11.14).

11.3. Проектирование свайных фундаментов

11.3.1. Работа свай в кусте

Сваи трения передают усилия на грунты основания через боковую поверхность и нижний конец. В зависимости от соотношения этих усилий эпюра вертикальных напряжений, возникающих в горизонтальной плоскости, проходящей через нижний конец сваи, будет иметь различное очертание. Приближенно такую объемную эпюру можно представить в форме конуса, который проецируется на вертикальную плоскость в виде треугольника (рис. 11.17, *а*). Под действием этой нагрузки в основании ниже указанной плоскости будут развиваться деформации грунтов.

При загрузке свайного куста конусообразные объемные эпюры пересекаются, и при некотором расстоянии *a* между

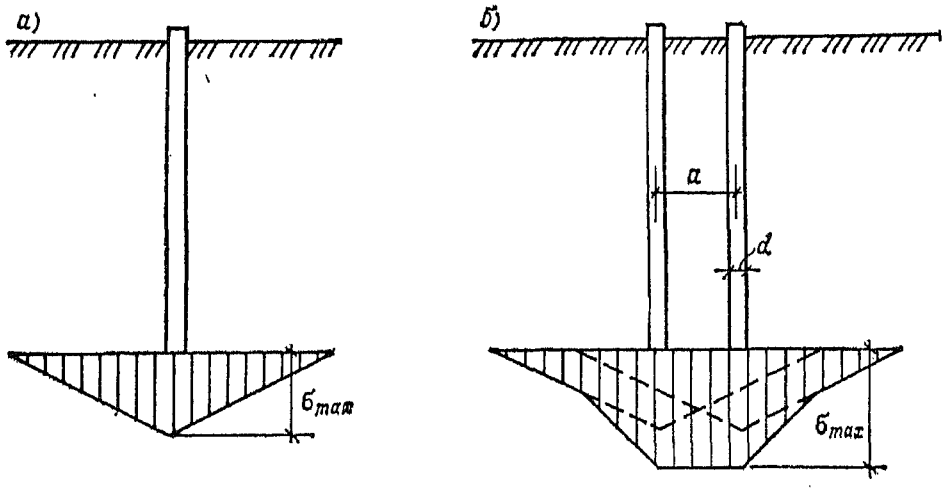


Рис. 11.17. Эпюры давлений в плоскости, проходящей через нижние концы свай

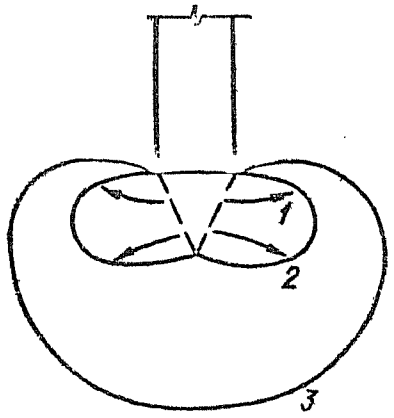


Рис. 11.18. Схема развития зон деформаций под сваей

осями свай суммарная эпюра напряжений в плоскости их нижних концов может быть представлена в разрезе в виде сложной фигуры (рис. 11.17, *б*), у которой максимальное напряжение существенно превышает напряжение, возникающее при загрузке одиночной сваи. Вследствие большей площади загружения в плоскости нижних концов свай в кусте и большей интенсивности давления следует ожидать бóльшую осадку свайного куста по сравнению с осадкой одиночной сваи. В связи с этим максимальное сближение свай в кусте ограничивают, принимая расстояние между осями a не менее $3d$ (здесь d — диаметр свай). Однако и при $a = 3d$ наблюдаются значительно большие осадки, чем при загрузке одиночной сваи.

По этой причине некоторые специалисты считают, что несущая способность свай в кусте меньше, чем одиночных. Это, в принципе, неверно, так как несущая способность сваи зависит от прочности — устойчивости грунтов, окружающих сваю, а не от деформации уплотнения грунтов в основании.

Давление, передаваемое нижним концом одиночной сваи в начале загружения, будет вызывать только упругие деформации грунта; по мере увеличения давления под сваей появится зона уплотнения, при некотором значении давления под сваей возникнет зона пластических деформаций, в которой грунт будет находиться в предельном равновесии. Зона пластических деформаций станет передавать давление от сваи как вниз, так и в стороны. В этом случае в основании одиночной сваи следует различать три зоны (рис. 11.18): зону предельного равновесия (пластических деформаций) *1*, зону уплотнения грунта *2*, зону упругих деформаций *3*.

При сравнительно частом размещении свай в кустах развитие зон пластических деформаций ограничивается из-за возникновения в грунте напряженного состояния от загрузки соседних свай. По этой причине устойчивость грунтов под свайным кустом, как правило, существенно выше, чем под одиночными сваями. Однако осадка свайного куста вследствие большого объема грунта, подвергающегося уплотнению в его основании, превышает осадку одиночных свай при той же нагрузке на каждую сваю. Учитывая повышение устойчивости грунтов под свайным кустом, некоторые исследователи считают возможным уменьшать число свай в кусте, размещая их на большем расстоянии друг от друга.

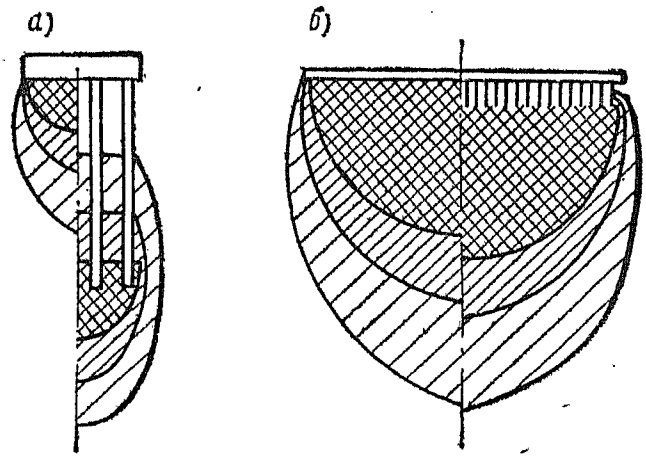


Рис. 11.19. Линии равных вертикальных напряжений в основании свайного и обычного фундаментов при различной их ширине

а — под узким свайным фундаментом; *б* — то же, под широким

При устройстве свайных кустов с низким свайным ростверком часто возникает желание учесть работу ростверка, передающего часть давления на грунт межсвайного пространства по своей подошве. Такой учет возможен, когда под подошвой ростверка залегает относительно хороший грунт и в пределах длины свай нет слоев сильносжимаемых грунтов. Кроме того, необходимо помнить, что учет сжимаемости грунтов межсвайного пространства приводит к уменьшению значения трения свай о грунт, так как последний перемещается вместе со сваями вниз. При учете работы межсвайного пространства под ростверком свайные фундаменты проектируют по второй группе предельных состояний (по деформациям).

Для выяснения особенностей работы грунта основания свайного куста сопоставим ее с работой естественного основания под обычными фундаментами. На рис. 11.19 приведены линии равных вертикальных напряжений под узким (*а*) и широким (*б*) свайными фундаментами (правые части схем). В левых частях схем показаны аналогичные линии при отсутствии свай и той же ширине фундамента. Применение свай при узких фундаментах позволяет заглубить напряженную зону. В таком случае даже при однородных грунтах осадки существенно уменьшаются благодаря исключению осадок разуплотнения и возможного расструктуривания при отрывке котлована, а также вследствие того, что однородные грунты на глубине обладают, как правило, меньшей сжимаемостью.

Рассмотрение рис. 11.19, *б* приводит к заключению, что при широких фундаментах применение висячих свай не позволяет существенно заглубить напряженную зону. В то же время прорезать всю толщу слабых грунтов часто затруднительно.

Изложенное свидетельствует, что во многих случаях целесообразно применять сваи большей длины. К окончательному суждению о рациональности того или иного решения приходят на основе технико-экономического сравнения вариантов.

11.3.2. Проектирование центрально нагруженных свайных фундаментов

При проектировании свайных фундаментов необходимо:

выбрать глубину заложения подошвы ростверка, тип, вид и размеры (длину и поперечное сечение) свай;

найти несущую способность сваи;

определить необходимое число свай в фундаменте;

разместить сваи в плане и сконструировать ростверк;

произвести проверку нагрузки, приходящейся на каждую сваю;

определить осадку свайного фундамента.

При проработке этих вопросов в вариантах стремятся найти наиболее экономичное и рациональное решение, что легко достигается с применением ЭВМ.

Глубину заложения подошвы ростверка выбирают, сообразуясь с особенностями сооружения (наличие подвальных этажей, приямков и т. п.), а при пучинистых грунтах — также с глубиной промерзания, как это изложено для фундаментов в п. 9.5. Иногда в районах глубокого сезонного промерзания ростверки закладывают в пределах глубины возможного промерзания даже в пучинистых грунтах. В этом случае под ними делают воздушный зазор размером, несколько большим величины ожидаемого пучения грунта под ростверком. Тем самым исключается воздействие нормальных сил морозного пучения грунта на подошву ростверка. Однако надо учитывать, что промерзание пучинистого грунта в межсвайном пространстве может привести к поднятию свай. По этой причине сваи должны быть рассчитаны на воздействие касательных сил пучения и в случае необходимости загружены до промерзания.

Меньшая глубина заложения подошвы ростверка обычно обеспечивает более экономичное решение. В ряде случаев представляется возможным вообще не заглублять ростверк в грунт (высокий или повышенный свайный ростверк, рис. 11.3), что позволяет свести к минимуму объем земляных работ.

Тип и вид свай выбирают, исходя из характера напластования грунтов, в зависимости от оборудования и опыта устройства свайных фундаментов, имеющегося у строительной организации. Во многих случаях наиболее рационально устройство забивных свай. Однако при необходимости применения свай большой несущей способности целесообразнее набивные сваи с уширенным нижним концом.

Размеры свай также выбирают с учетом характера напластования грунтов. Длина свай обусловливается расположением слоя относительно плотного грунта, на который можно передавать бóльшую часть нагрузки. Под этим слоем не должно быть слабых грунтов, способных привести к неравномерным осадкам сооружения.

Поперечное сечение свай принимают в зависимости от их длины, так как очень большая гибкость свай может вызвать искривление их ствола по мере погружения его в грунт. В то же время сечение свай стремятся принимать наименьшим, когда их несущая способность обусловливается удельным трением грунта по боковой поверхности сваи. При одном и том же расходе бетона сваи меньшего сечения имеют бо́льшую боковую поверхность на 1 м^3 бетона и, следовательно, большее относительное сопротивление их сдвигу. Однако это ведет к увеличению числа свай в фундаменте.

Несущую способность сваи определяют в соответствии с рекомендациями п. 11.2. Иногда приходится уточнять размеры сваи и повторно находят F_d.

Число свай в фундаменте устанавливают исходя из допущения, что ростверк осуществляет равномерное распределение нагрузки на свайный куст или свайный ряд под стену. Расчет ведут по первой группе предельных состояний. Ориентировочное число свай в центрально нагруженном кусте определяют по формуле

$$n = \gamma_k N_0/(F_d - \gamma_k a^2 d\gamma_m), \qquad (11.19)$$

где γ_k — коэффициент надежности, принимаемый равным 1,2 при статических испытаниях свай, 1,25 — при статическом зондировании, испытании эталонной сваи и динамическом испытании с учетом упругих деформаций и 1,4 — при определении F_d расчетом или динамическим методом без учета упругих деформаций; N_0 — расчетная нагрузка, действующая по обрезу фундамента; a — шаг свай; d — глубина заложения подошвы ростверка; γ_m — средний удельный вес материала ростверка, фундамента и грунта.

Зная число свай, их размещают в плане и конструируют ростверк. В центрально нагруженном свайном фундаменте сваи располагают рядами (рис. 11.20, *а*) или в шахматном порядке (рис. 11.20, *б*).

Как отмечалось ранее, минимальное расстояние a между осями цилиндрических и призматических свай принимают равным $3d$ (d размер поперечного сечения сваи). Расстояние от края ростверка до оси крайнего ряда свай a_k зависит от точности погружения свай в грунт или от способа их изготовления.

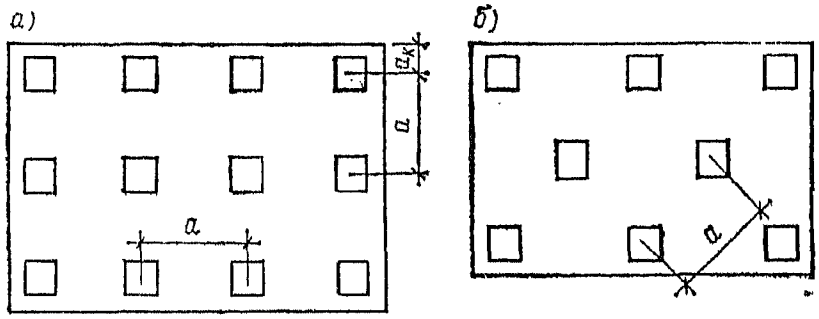


Рис. 11.20. Размещение свай в свайном кусте

Для забивных свай это расстояние чаще всего принимают равным размеру поперечного сечения сваи.

Ростверк (обычно железобетонный) рассчитывают на продавливание колонной или сваей и на изгиб (при значительном его развитии в плане) в соответствии с расчетом фундаментов по нормам на железобетонные конструкции.

Подготовку под ростверк делают только при наличии слабых грунтов непосредственно под его подошвой, чтобы не перемешать бетонную смесь с грунтом при бетонировании.

Сваи, работающие только на сжатие, заделывают в ростверке обычно на глубину 5...10 см. Сборные ростверки при возможности контроля допускается устанавливать непосредственно на головы свай на растворе. Сваи, работающие на выдергивание или изгиб, следует прочно заделывать в ростверк. Для этого бетон головы свай разбивают и обнаженную арматуру заделывают в ростверке.

Проверку расчетной нагрузки, приходящейся на каждую сваю, при центральном нагружении фундамента осуществляют по формуле

$$N = (N_0 + G_f + G_g)/n, \qquad (11.20)$$

где G_f, G_g — расчетные нагрузки от веса фундамента и грунта и ростверка; n — принятое число свай в фундаменте.

При этом должно удовлетворяться условие

$$N \leqslant F_d/\gamma_k, \qquad (11.21)$$

где γ_k — коэффициент надежности, принимаемый в зависимости от точности определения несущей способности сваи (см. с. 285). Если это условие не удовлетворяется, изменяют число свай и проводят повторную проверку.

11.3.3. Проектирование внецентренно нагруженных свайных фундаментов

При внецентренном загружении фундамента различают два случая: I случай — *момент действует постоянно*; II случай — *момент непостоянен* и может действовать то справа, то слева. В I случае стремятся совместить центр тяжести сечений свай в кусте с точкой приложения равнодействующей. Тогда свайный куст будет испытывать центральное загружение, и нагрузку на сваи проверяют по формулам (11.20) и (11.21). Размещать сваи с большей частотой у наиболее загруженного края ростверка нежелательно из-за возможного крена ростверка.

Во II случае при проектировании таких фундаментов удается несколько снизить влияние момента на их работу частичным смещением центра тяжести сечений свай в кусте относительно оси конструкции. Число свай внецентренно нагруженного фундамента обычно определяют по формуле (11.19) и увеличивают приблизительно на 20 %.

Расчетную нагрузку на сваю при эксцентриситете относительно двух осей инерции площади сечений свай в кусте находят по формуле внецентренного сжатия

$$N = \frac{N_0 + G_f + G_g}{n} \pm \frac{M_x y A_p}{\sum_{i=1}^{n} I_{xi}} \pm \frac{M_y x A_p}{\sum_{i=1}^{n} I_{yi}}, \qquad (11.22)$$

где M_x, M_y — моменты относительно главных осей инерции x и y площади горизонтального сечения свай в кусте; x и y — координаты центра сечения рассматриваемой сваи, для которой определяется нагрузка N; A_p — площадь поперечного сечения рассматриваемой сваи; I_{xi}, I_{yi} — моменты инерции сечения i-й сваи относительно главных осей инерции x и y.

Учитывая, что при применении свай одинакового поперечного сечения

$$\sum_{i=1}^{n} I_{xi} = nI_p + A_p \sum_{i=1}^{n} y_i^2$$

и момент инерции сечения сваи относительно собственной оси инерции I_p во много раз меньше $A_p y_i^2$, а при отсутствии заделки свай в ростверке вообще равен нулю, поэтому

$$\sum_{i=1}^{n} I_{xi} = A_p \sum_{i=1}^{n} y_i^2.$$

Тогда выражение (11.22) приводят к виду:

$$N = \frac{N_0 + G_f + G_g}{n} \pm \frac{M_x y}{\sum_{i=1}^{n} y_i^2} \pm \frac{M_y x}{\sum_{i=1}^{n} x_i^2}. \qquad (11.23)$$

При учете ветровых и крановых нагрузок разрешается принимать расчетную нагрузку N на крайние ряды свай на 20 % больше, чем по условию (11.21). Так как условие (11.21) часто не удовлетворяется даже с использованием коэффициента 1,2, приходится расчет повторять несколько раз, используя метод последовательного приближения.

11.3.4. Свайные фундаменты, воспринимающие горизонтальные нагрузки

Обычно распорные надземные конструкции передают на основание наклонно направленную равнодействующую нагрузку. Такая же нагрузка передается на основание и подпорными стенками, набережными и др. Горизонтальные составляющие возникают от действия ветра тормозных сил, температурных деформаций и т. д.

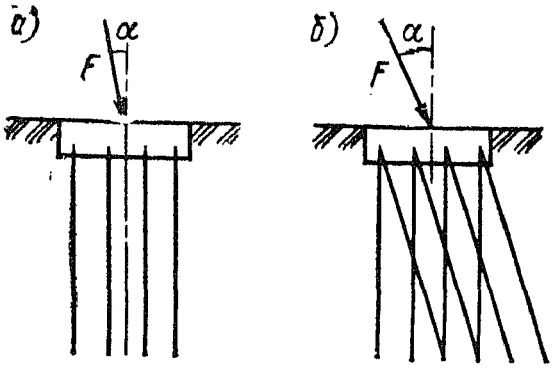


Рис. 11.21. Расположение свай при наклонной равнодействующей

На свайные фундаменты горизонтальные составляющие передаются во многих случаях. Когда эти усилия сравнительно невелики (при угле отклонения равнодействующей от вертикали $\alpha \leqslant 6°$) их обычно передают на вертикально забитые сваи (рис. 11.21, *а*) за исключением случаев, когда верхние части сваи окружены слабыми грунтами. Горизонтальную нагрузку, действующую на фундамент, равномерно распределяют на сваи, причем горизонтальное усилие H на одну сваю должно удовлетворять условию, аналогичному (11.21). В рассматриваемом случае F_d — это несущая способность свай на горизонтальную нагрузку.

При бóльших углах отклонения равнодействующей от вертикали часть свай забивают наклонно, т. е. устраивают козловые сваи (рис. 11.21, *б*). Последние обеспечивают жесткость фундамента при действии горизонтальной силы. Сваи, забитые в двух направлениях, рассчитывают путем разложения равнодействующей на эти два направления.

При действии горизонтальной составляющей на свайный фундамент с высоким свайным ростверком сваи с ростверком рассчитывают как рамную конструкцию с учетом упругой заделки свай в грунте.

Иногда на вертикальные сваи, кроме горизонтальной составляющей, действует момент, отражающийся на горизонтальном смещении головы сваи. Воздействие момента на сваю учитывают расчетом по деформациям, изложенным в приложении 1 СНиП 2.02.03—85.

11.3.5. Определение осадки свайных фундаментов

Свайные фундаменты из свай трения (висячих) рассчитываются дополнительно по второй группе предельных состояний (по деформации). Давление, передаваемое сваей трения на грунт основания, вызывает в нем развитие напряжений, под действием которых грунты основания будут, как отмечалось ранее, испытывать деформации упругие, уплотнения и пластические (см. рис. 11.18). Деформации, возникающие в зоне уплотнения и упругие деформации за пределами этой зоны ниже плоскости, проходящей через нижние концы свай, развиваются аналогично деформации грунтов под фундаментами на естественном основании. Вследствие этого при расчете осадки

свайных фундаментов рассматривают условный фундамент. При этом принимают, что давление по подошве условного фундамента распределено равномерно. В случае сравнительно частого расположения свай это приблизительно соответствует действительности, начиная с глубины, равной одному-полутора размерам поперечного сечения свай. Этому способствует наличие уплотненной зоны грунта, которая образуется ниже свай, погруженных забивкой, вдавливанием и в некоторых других случаях.

Когда сваи изготовлены в грунте или погружены ввинчиванием, под их нижними концами нет уплотненного грунта, поэтому они дают бо́льшую осадку. Этим и объясняется принятие существенно меньшего сопротивления грунта под нижними концами свай. Поскольку и под сваями такого вида напряженные зоны сливаются на некоторой глубине, их осадку определяют также исходя из осадки условного фундамента. Таким образом, задача сводится к нахождению площади, через которую давление передается на основание, и среднего давления, передаваемого на грунт.

СНиП 2.02.03—85 рекомендует для определения размеров условного фундамента, заменяющего свайный, проводить наклонные плоскости под углом $\varphi_{II\,mt}/4$ от точки пересечения наружной грани свай с подошвой ростверка (рис. 11.22, *а*). Здесь $\varphi_{II\,mt}$ — средневзвешенное расчетное (по деформациям) значение угла внутреннего трения толщи грунтов в пределах длины сваи. Однако уширение условного фундамента в стороны не должно превышать половины шага свай ($a/2$) и, во всяком случае, быть, не больше $2d$, считая от крайнего ряда свай (d — поперечный размер свай).

Найдя размеры подошвы условного фундамента *ABCD*, включающего в себя грунт, сваи и ростверк, а также глубину его заложения d_f определяют среднюю интенсивность давления

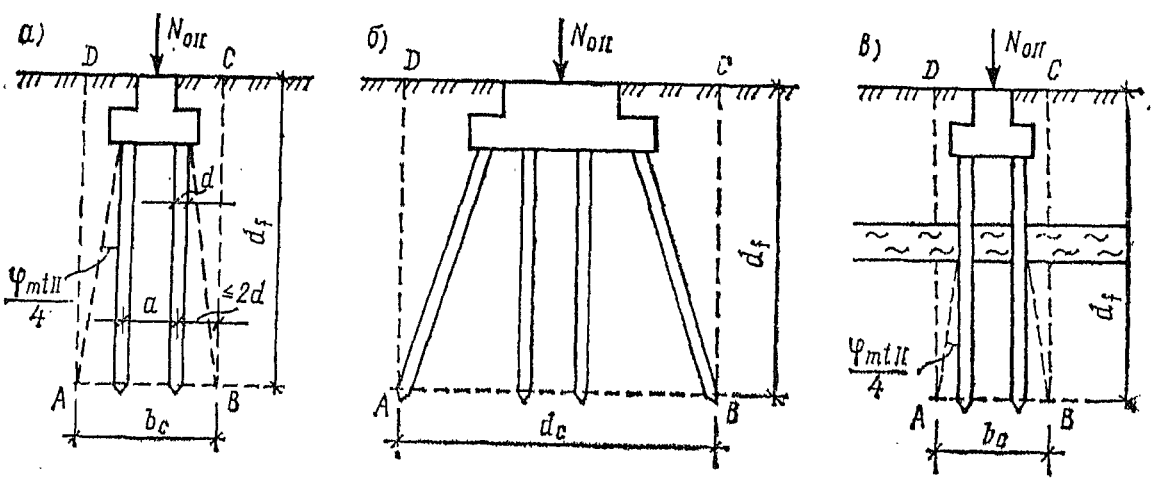


Рис. 11.22. Схемы условных фундаментов для расчета осадки

по подошве фундамента:

$$p_{mt\,II} = (N_{0II} + G_{pII} + G_{fII} + G_{gII})/(b_c l_c), \qquad (11.24)$$

где N_{0II} — расчетная вертикальная нагрузка по обрезу фундамента; G_{pII}, G_{fII}, G_{gII} — вес соответственно свай, ростверка и грунта в пределах объема условного фундамента $ABCD$; b_c, l_c — ширина и длина подошвы условного фундамента.

Значение $p_{mt\,II}$ не должно превышать расчетное сопротивление грунта, найденное по формуле (9.11), т. е. должно быть удовлетворено условие (9.10).

Дополнительное давление p_0, под действием которого уплотняются грунты основания, определяют по формуле (7.2). При этом удельный вес грунта γ принимают как средневзвешенное значение в пределах глубины d_f. Зная p_0, одним из методов расчета осадок, изложенных в п. 7, находят величину конечной осадки.

При применении наклонных свай размеры подошвы условного фундамента устанавливают исходя из положения нижних концов свай, указанного на рис. 11.22, *б*. При высоком свайном ростверке или возникновении отрицательного трения в пределах длины свай размеры подошвы условного фундамента определяют путем проведения наклонных плоскостей под углом $\varphi_{II\,mt}/4$ с отметки, ниже которой по боковой поверхности свай развивается трение, поддерживающее их (рис. 11.22, *в*).

11.3.6. Учет рассеяния напряжений в пределах длины свай

Рассмотрим распределение вертикальных напряжений в плоскости, проходящей через нижние концы свай. При известном значении удельного трения по боковой поверхности свай, используя решение Д. Пати (1963 г.), полученное из задачи Р. Миндлина, можно найти вертикальные напряжения $\sigma_{z,\,s}$, действующие в интересующей плоскости (рис. 11.23). При удалении рассматриваемой точки от боковой поверхности сваи значения $\sigma_{z.\,s}$ быстро уменьшаются и на некотором расстоянии становятся такими, при которых будут развиваться лишь упругие деформации, которые во много раз меньше деформаций уплотнения. По этой причине, в частности при расчете осадок обычных фундаментов, сжимаемая толща ограничивается, как правило, глубиной, на которой дополнительное напряжение не превышает 0,2 природного или не превосходит структурной прочности p_{str} (см. п. 2 и 7).

Исходя из этих положений можно принять, что если напряжение $\sigma_{z.\,s} < p_{str}$, то оно практически не уплотняет грунт. Следовательно, ту часть давления, которая передается боковой поверхностью свай на грунт и вызывает напряжение в плоскости

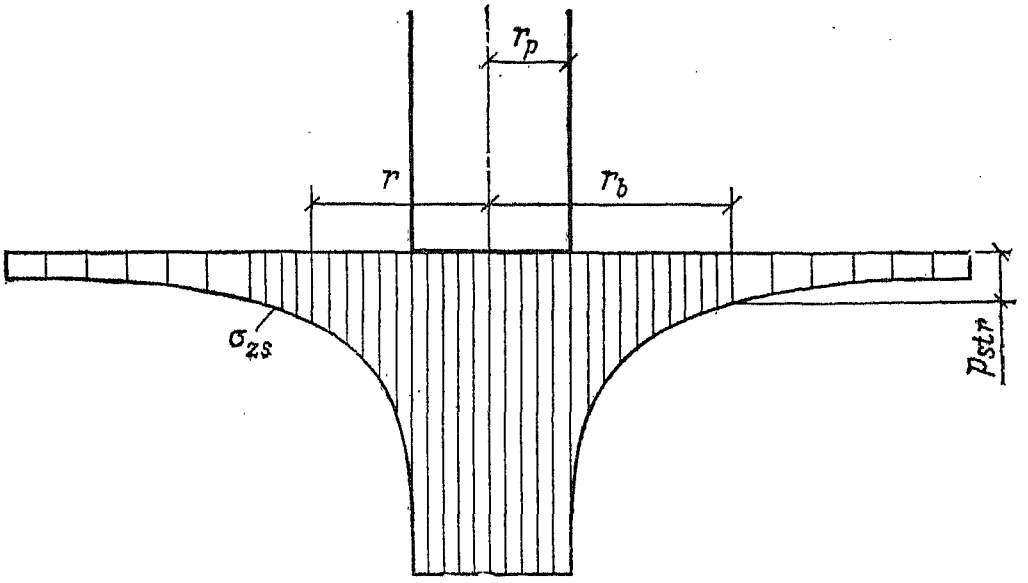


Рис. 11.23. Расчетная схема для определения вертикальных напряжений в плоскости нижнего конца сваи с учетом рассеяния напряжений в пределах длины сваи

нижних концов свай $\sigma_{z.\,s}$, меньшее p_{str}, можно считать рассеявшейся в массиве грунта в пределах длины сваи. В результате рассеяния напряжений при длинных сваях значительная часть нагрузки, которая передана на грунт боковой поверхностью сваи, не вызывает деформаций уплотнения грунтов ниже плоскости, проходящей через нижние концы свай. По этой причине в расчет надо принимать лишь часто заштрихованную часть эпюры (см. рис. 11.23), в пределах которой $\sigma_{z.\,s} > p_{str}$.

Поскольку в момент осадки сваи сопротивление сдвигу боковой ее поверхности по грунту развивается в полной мере, максимальное усилие, передаваемое боковой поверхностью сваи, будет

$$F_s^{\max} = u \sum \gamma_{cf} \bar{f}_i h_i; \qquad (11.25)$$

обозначения те же, что в экспликации к формуле (11.4).

Усилие, передаваемое нижним концом (острием) сваи на грунт, найдем по формуле

$$F_p = N_{II} - F_s^{\max},$$

где N_{II} — расчетная нагрузка, передаваемая на сваю; определяется по выражению (11.20) от действия расчетных нагрузок при расчете по деформациям.

Для нахождения дополнительного усилия $F_{ad.\,s}$, которое в результате сопротивления сдвигу боковой поверхности сваи по грунту будет деформировать грунт ниже плоскости, проходящей через нижний конец сваи, надо определить объем тела

вращения эпюры σ_{zs} в пределах от r_p до r_b (рис. 11.23). С этой целью выразим σ_{zs}, по Д. Пати:

$$\sigma_{zs} = \alpha f_p, \tag{11.26}$$

где α — коэффициент напряжения, устанавливаемый по табл. 11.6; в случае квадратных свай r_p находят по формуле $r_p = u/2\pi$; f_p — расчетное сопротивление сдвигу боковой поверхности сваи по грунту в пределах 1 ... 2 м у нижнего ее конца.

Величину α Ф. К. Лапшин рекомендует определять исходя из аппроксимации кривой σ_{zs}:

$$\alpha = 1{,}148\,(r/r_p)^{-1{,}237}.$$

При известном значении p_{str}, используя полученное выражение α, найдем расчетный радиус эпюры загружения:

$$r_b = r_p\,(1{,}148 f_p/p_{str})^{0{,}808}. \tag{11.27}$$

Тогда усилие $F_{ad.\,s}$, которое передается через боковую поверхность сваи и уплотняет грунты, расположенные ниже плоскости, проходящей через нижние концы свай, будет:

$$F_{ad.\,s} = 50{,}46\left[(0{,}31 + r_p/r_b)\,(r_p/r_b)^{-0{,}763} - 1{,}31\right] f_p r_p^2. \tag{11.28}$$

Это выражение можно представить в виде:

$$F_{ad.\,s} = k_r f_p r_p^2, \tag{11.28'}$$

где k_r — функция отношения r_b/r_p:

r_b/r_p	1,0	1,5	2,0	2,5	3,0	3,5	4,0	4,5	5,0
k_r	0,0	1,5	3,1	4,6	6,1	7,7	9,2	10,8	12,4

Зная $F_{ad.\,s}$, найдем усилие, которое рассеивается в массиве грунта в пределах длины сваи:

$$F_{dis} = F_s^{\max} - F_{ad.\,s} = u \sum \gamma_{cf} f_i h_i - F_{ad.\,s}. \tag{11.29}$$

Суммарное усилие, вызывающее уплотнение грунтов ниже плоскости, проходящей через нижний конец одиночной сваи, будет

$$F_{cn\,II} = N_{II} - F_{dis}. \tag{11.30}$$

Теперь с некоторым приближением можно принять, что среднее давление по подошве условного фундамента цилиндрической формы при одиночной свае

$$p_{mt\,II} = (F_{cn\,II} + G_{pII} + G_{fII} + G_{gII})/\pi r_b^2; \tag{11.31}$$

обозначения к формуле те же, что в экспликации к формуле (11.24),

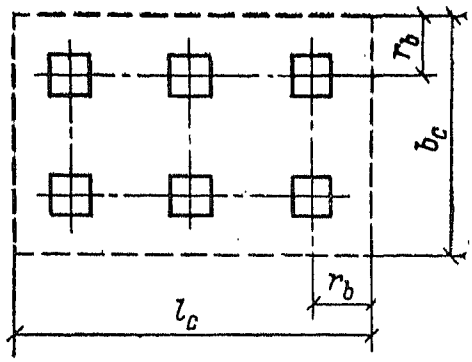


Рис. 11.24. План подошвы условного фундамента

Зная $p_{mt\,II}$ и размеры условного фундамента (диаметр $2r_b$), находят его осадку.

Для свайных кустов с расстоянием между осями рядов свай 3...4d (где d — диаметр круглых свай или размер поперечного сечения квадратных свай) размеры прямоугольного условного фундамента в плане определяют в соответствии со схемой, показанной на рис. 11.24, и формулой (11.27). Для такого фундамента можно принять, что боковыми поверхностями угловых свай рассеивается часть усилия, равная $0{,}5F_{dis}$, а поверхностями свай крайних рядов (кроме угловых) — $0{,}25F_{dis}$. В таком случае нагрузка от условного фундамента (свайного куста) будет:

$$F_{cn\,II} = N_{II} - (0{,}25n_{ed} + 2)\,F_{dis} + G_{pII} + G_{fII} + G_{gII} - \gamma d_f A_c, \quad (11.32)$$

где n_{ed} — число свай в крайних рядах (без угловых); γ — удельный вес грунта в пределах глубины d_f; d_f, A_c — глубина заложения и площадь подошвы условного фундамента.

Теперь найдем среднюю интенсивность давления по подошве условного фундамента с учетом рассеивания напряжений в массиве грунта:

$$p_{II} = F_{cn\,II}/A_c. \quad (11.33)$$

Далее любым методом (см. п. 7) можно рассчитать осадку свайного фундамента.

Учет рассеивания напряжения в массиве грунта в пределах длины свай особенно важен при большой длине и небольшом числе свай в редко расположенных свайных фундаментах.

В случае близкого размещения свайных фундаментов друг к другу при расчете осадок необходимо учитывать взаимное влияние загружения соседних фундаментов. Причем рассеивание напряжений происходит только от свай, размещаемых по периметру сооружения.

Рассеивание напряжений в массиве грунта в пределах длины свай подтверждается данными наблюдений за распределением давления между сваями в кусте. Многими исследователями, в т. ч. А. А. Бартоломеем и Н. М. Дорошкевич, установлено, что наибольшую нагрузку воспринимают угловые сваи, несколько меньшую — сваи, расположенные по периметру свайного фундамента (без угловых), и наименьшую — сваи внутри куста. В то же время более свободное развитие пластических деформаций под крайними и тем более угловыми сваями должно бы привести к обратной картине распределения нагрузки,

Кроме большего рассеивания напряжений в пределах длины угловых и крайних свай, неравномерному распределению нагрузки между сваями, по-видимому, способствует бо́льшая интенсивность напряжений в грунте основания по вертикали, проходящей через центр тяжести подошвы свайного фундамента, по сравнению с напряжениями по вертикалям, соответствующим крайним рядам свай.

12. ИСКУССТВЕННО УЛУЧШЕННЫЕ ОСНОВАНИЯ

12.1. Общие положения

Согласно постановлениям партии и правительства для строительства предприятий и жилых объектов следует использовать территории, непригодные для сельского хозяйства (заболоченные, овражистые и др.). Такие площадки сложены часто слабыми грунтами, что, как правило, обусловливает развитие недопустимых неравномерностей осадки фундаментов или потерю устойчивости грунтов основания. При наличии слабых грунтов целесообразно применение свайных фундаментов, рационально также искусственно улучшать работу и свойства грунтов в основании: *работу грунтов улучшают конструктивными методами, а их свойства — уплотнением и закреплением.*

К конструктивным методам улучшения работы грунтов оснований относятся устройство грунтовых подушек, применение шпунтового ограждения, создание боковых пригрузок, армирование грунта.

Для уплотнения грунтов применяют следующие методы: поверхностное уплотнение, глубинное виброуплотнение, камуфлетные взрывы, устройство грунтовых (из местного грунта) и песчаных свай, уплотнение либо статической нагрузкой с применением вертикальных дрен, либо водопонижением, в т. ч. с использованием электроосмоса.

К методам устройства искусственно улучшенных оснований с уплотнением грунта относят также сооружение фундаментов в вытрамбованных котлованах.

Из методов закрепления грунтов широко известны следующие: цементация, химические, электрохимические способы, смолизация, термический метод, битумизация и глинизация. После закрепления грунты иногда превращаются в сравнительно прочную полускальную породу.

Выбор метода улучшения работы и свойств грунтов в основании в значительной степени зависит от характера напластования и свойств грунтов, интенсивности передаваемых нагрузок, особенностей сооружения и возможностей строительной организации (табл. 12.1).

Таблица 12.1. **Искусственно улучшенные основания и способы их устройства**

Методы устройства оснований	Вид основания или способ его устройства	Грунтовые условия, при которых может применяться данный способ
I. Конструктивные	1. Песчаные подушки (замена грунта)	Слабые сильносжимаемые грунты (илы, связные грунты в текучем состоянии, торфы, заторфованные, насыпные и пучинистые грунты)
	2. Грунтовые подушки из местного связного грунта	То же и просадочные грунты
	3. Каменные, песчано-гравийные и другие отсыпки	Илы и другие слабые грунты, залегающие под слоем воды
II. Механическое уплотнение	1. Поверхностное уплотнение грунтов: тяжелыми трамбовками	Макропористые просадочные, рыхлые песчаные, свежеуложенные связные и насыпные грунты при степени влажности $S_r < 0{,}7$
	катками, легкими трамбовками и другими механизмами и транспортными средствами	То же при послойной укладке
	вибраторами площадочными	Рыхлые песчаные грунты при послойной укладке
	вытрамбовыванием котлованов под отдельные фундаменты	Макропористые просадочные (I тип просадочности) и другие пылевато-глинистые грунты при $S_r < 0{,}7$
	2. Глубинное уплотнение грунтов: грунтовыми сваями из местного связного грунта	Макропористые просадочные грунты
	песчаными сваями	Рыхлые пылеватые и мелкие пески, слабые сильносжимаемые заторфованные грунты
	виброуплотнением или гидровиброуплотнением взрывами	Рыхлые песчаные грунты
	предварительным замачиванием	То же
	предварительным замачиванием и глубинными взрывами	Макропористые просадочные грунты
	3. Предварительное обжатие грунтов: понижением уровня подземных вод	То же
	посредством внешней пригрузки и устройства вертикальных дрен	Слабые сильносжимаемые водонасыщенные грунты (при снятии взвешивающего действия воды)
		Слабые сильносжимаемые пылевато-глинистые и заторфованные грунты

Продолжение таблицы 12.1

Методы устройства оснований	Вид основания или способ его устройства	Грунтовые условия, при которых может применяться данный способ
III. Закрепление	1. Силикатизация	Пески и макропористые просадочные грунты
	2. Закрепление синтетическими смолами	То же
	3. Цементация	Трещиноватая скала, гравий и песчаные грунты
	4. Закрепление грунта известковыми и грунтоцементными сваями	Слабые сильносжимаемые водонасыщенные пылевато-глинистые и заторфованные грунты
	5. Электрохимическое закрепление	Слабые пылевато-глинистые грунты (при коэффициенте фильтрации $k_f \leqslant 0{,}01$ м/сут)
	6. Электроосмос	То же
	7. Термическое закрепление (обжиг)	Макропористые просадочные грунты

12.2. Конструктивные методы улучшения работы грунтов в основании

12.2.1. Устройство грунтовых подушек

В п. 6.2 было установлено, что при действии на грунт внешней местной равномерно распределенной нагрузки наибольшие нормальные напряжения возникают в нем непосредственно под местом ее приложения. С глубиной и в стороны от площади загружения напряжения быстро уменьшаются вследствие рассеяния в окружающем грунте. В п. 8.2 было показано, что зоны сдвигов возникают под краями фундаментов и затем развиваются в глубину и частично в стороны. Если в пределах области возможных значительных уплотнений и зон сдвигов заменить слабый грунт на малосжимаемый с относительно высоким сопротивлением сдвигу, можно существенно улучшить работу грунтов в основании. Примером такого решения является устройство под фундаментами подушек (рис. 12.1) песчаных или из иного материала (гравия, щебня, шлака, отходов различных производств). К материалу, применяемому для подушек, предъявляются следующие требования: удобоукладываемость с заданной плотностью, малая сжимаемость, относительно высокое сопротивление сдвигу, устойчивость его скелета при движении грунтовых вод.

При проектировании подушек необходимо установить их толщину и размеры в плане. Толщину подушки h_{cs} принимают ис-

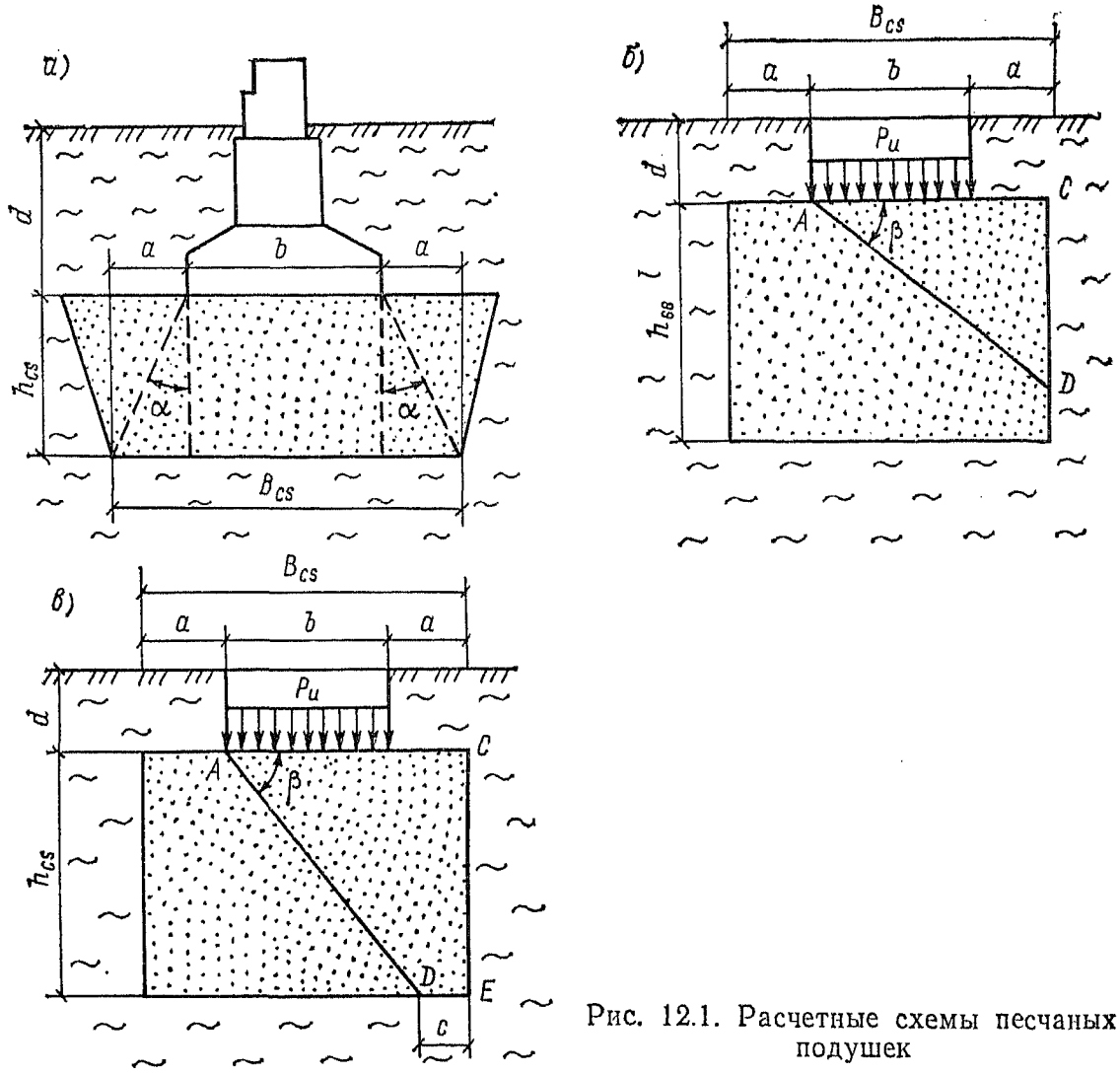


Рис. 12.1. Расчетные схемы песчаных подушек

ходя из давления, которое можно передавать на подстилающие ее грунты. Расчетное сопротивление грунтов устанавливают как на подстилающий слой слабого грунта (см. п. 9.6.5). Размеры подушки в плане зависят от сопротивляемости горизонтальному давлению грунта, расположенного по сторонам от нее. Эта характеристика должна исключить возможность деформации подушки в стороны. Для определения ширины подушки задаются распределением давления в ней под углом α, равным обычно 30...45° (см. рис.12.1, *а*). Тогда

$$B_{cs} = b + 2h_{cs} \operatorname{tg} \alpha. \qquad (12.1)$$

Более экономичное решение можно получить при проектировании песчаной подушки, исходя из условий устойчивости * призмы *ACD* (см. рис. 12.1, *б*) — случай 1 или *ACED* (см. рис. 12.1, *в*) — случай 2. При расчете учитывают трение по по-

* Далматов Б. И. Устройство песчаных подушек под фундаментами// Архитектура и строительство Ленинграда. Л.-М., 1946,

верхности скольжения AD, зависящее от угла внутреннего трения песка φ_{cs}, и активное давление слабого грунта на вертикальную грань песчаной подушки, равное гидростатическому давлению от собственного веса грунта. В случае 2 учитывают, кроме того, трение песчаной подушки о подстилающий грунт на участке DE. Обычно ограничиваются расчетом по случаю 1. Тогда для ленточных фундаментов, задавшись размерами песчаной подушки и вероятной поверхностью скольжения AD, последовательным приближением находят наименьшее давление p_u, соответствующее условиям предельного равновесия:

$$p_u = \frac{\gamma y^2}{2b} \operatorname{tg} \beta \left[\frac{y \operatorname{tg} \beta + 2d}{y \operatorname{tg} (\beta - \varphi_{cs})} - \frac{2da}{y^2 \operatorname{tg} \beta} - \frac{\gamma_{cs}}{\gamma} \right], \qquad (12.2)$$

где γ и γ_{cs} — удельный вес заменяемого грунта и материала подушки; φ_{cs} — расчетное значение угла внутреннего трения песка; y — размер призмы:

$$y = b + a; \qquad (12.3)$$

остальные обозначения те же, что на рис. 12.1.

Среднее давление p_m по подошве фундамента площадью A от расчетных нагрузок N по первой группе предельных состояний (по несущей способности) будет $p_m = N/A$, при этом должно удовлетворяться условие

$$p_m \leqslant \gamma_c p_u / \gamma_n, \qquad (12.4)$$

где γ_c — коэффициент условий работы; γ_n — коэффициент надежности (см. п. 9.7).

Песок в подушке должен быть уплотнен, так как, если он будет находиться в рыхлом или близком к рыхлому состоянию, возможна его осадка в результате динамических воздействий, а также замачивания. По этой причине не допускается укладка в подушку мерзлого песка, не поддающегося уплотнению.

При большой стоимости пески для устройства подушек иногда используют местные грунты, поддающиеся уплотнению. Выше уровня подземных вод можно применять супеси, суглинки и даже глины. В подушку эти грунты укладывают при оптимальной влажности с тщательным контролем за однородностью их состава и степенью их уплотнения.

12.2.2. Шпунтовые ограждения, боковые пригрузки и армирование грунта

Для исключения выпора грунта из-под фундамента в стороны иногда применяют шпунтовое ограждение основания (рис. 12.2, *а*). В таком случае через толщу слабых грунтов *4* в

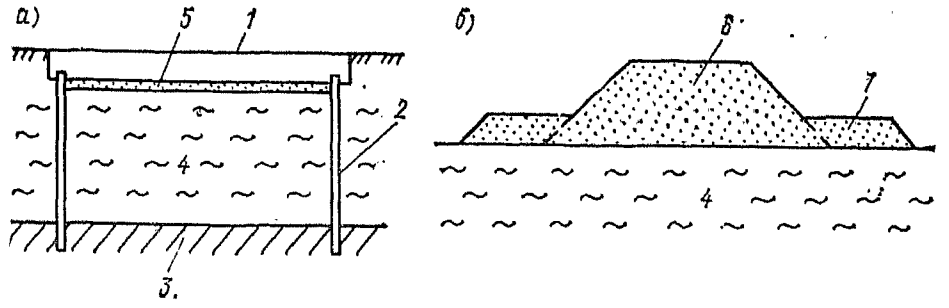


Рис. 12.2. Укрепление основания, сложенного слабыми грунтами

относительно плотный грунт *3* забивают шпунт *2* с заделкой его в фундаментную плиту *1*, под которой устраивают дренирующую песчаную подсыпку *5*. Такое решение возможно под сооружениями, допускающими значительную осадку.

С целью исключения выпора слабого грунта из-под малочувствительного к неравномерным осадкам сооружения на поверхность грунта в пределах возможной призмы выпирания иногда укладывают пригрузку. Такое решение чаще всего используют при устройстве насыпей *6* (рис. 12.2, *б*). Пригрузки *7*, устраиваемые путем отсыпки грунта, повышают устойчивости основания насыпи. Этого же достигают армированием нижних слоев насыпи стальными стержнями или укладкой на основание технической негниющей ткани. Армированием грунта можно резко увеличить устойчивость подпорных стенок. Для этого по мере обратной засыпки грунта в него укладывают арматуру, идущую от стенок за пределы призмы обрушения. При песчаных грунтах можно армировать и основание. Арматура должна выходить за пределы возникающих по сторонам от фундамента призм выпирания грунта. Металлическую арматуру тщательно изолируют для исключения коррозии.

12.3. Уплотнение грунтов

12.3.1. Поверхностное уплотнение грунтов

Производя удары трамбовкой по дну котлована, можно уплотнить грунты некоторых видов и тем самым существенно улучшить их качество. К таким грунтам относятся ненасыщенные водой пылевато-глинистые грунты (с коэффициентом водонасыщенности S_r — по СНиПу со степенью влажности — менее 0,7) и независимо от степени насыщения водой крупнообломочные и песчаные грунты. Толщина слоя уплотняемого грунта зависит от интенсивности воздействия применяемой трамбовки или катка и свойств грунта. Ниже приведены ориентировочные данные о возможной толщине уплотняемого слоя,

	Толщина уплотняемого слоя, м
Пневматические трамбовки	0,1 ... 0,2
Катки:	
гладкие	0,1 ... 0,25
кулачковые	0,2 ... 0,35
Виброкатки	0,4 ... 1,20
Катки с падающими грузами массой 0,8...1,7 т	1,0 ... 1,50
Виброплиты	0,2 ... 0,60
Молот двойного действия массой 2,2 т на металлической плите (поддоне)	1,2 ... 1,40
Тяжелые трамбовки массой, т:	
2...3	1,5 ... 2,00
4,5...5	2,5 ... 3,00
10	5,5 ... 6,00

Грунты уплотняются до плотности сложения, при которой они обладают деформативностью не выше заданной и требуемой прочностью. Уплотнение грунта достигается многократной проходкой катков (обычно 6...8 раз) или ударами трамбовки до 8 раз по одному месту.

В Швеции применяли сверхтяжелые трамбовки массой 40 т, свободно падающие с высоты 40 м. Это позволило уплотнить щебеночно-каменную насыпь на глубину до 40 м.

Режим уплотнения устанавливают экспериментально. При этом определяют оптимальные влажность и плотность (см. п. 1.2.6). Уплотнение производят до определенной плотности сложения, выражаемой коэффициентом уплотнения, равным отношению плотности скелета уплотненного грунта к оптимальной плотности грунта $\rho_d/\rho_{d.\,opt}$, или в некоторых случаях плотностью скелета грунта ρ_d. Обычно уплотняют до $\rho_d/\rho_{d.\,opt} \geqslant 0{,}95$.

Понижение дна котлована при трамбовании тяжелыми трамбовками приближенно определяют по формуле

$$\Delta h = \frac{\rho_{d.\,cs} + \rho_{d.\,dm} - 2\rho_d}{2\rho_s} h_{cn}, \qquad (12.5)$$

где $\rho_{d.\,cs}$ плотность (объемная масса) скелета грунта ниже дна котлована после уплотнения; $\rho_{d.\,dm}$ — требуемая по проекту плотность скелета грунта на нижней границе уплотненного слоя; ρ_d — плотность скелета грунта природного сложения; ρ_s — плотность твердых частиц грунта; h_{cn} — толщина уплотненного слоя.

Поскольку дно котлована при поверхностном уплотнении грунта понижается на величину Δh, отметку дна котлована при его отрывке принимают соответственно выше.

Грунты с влажностью меньше оптимальной перед уплотнением доувлажняются путем подачи воды в открытый котлован. Требующуюся массу воды G определяют по формуле

$$G = \rho_d (w_{opt} - w) h_{cn} A, \qquad (12.6)$$

где w_{opt} — оптимальная влажность грунта; w — природная влажность грунта; A — площадь замачиваемого дна котлована.

Трамбование начинают через 12...24 ч после проникания всей воды в грунт. При интенсивной испаряемости воды с поверхности грунта в котловане значение G целесообразно несколько увеличивать. Ход уплотнения контролируют зондированием.

12.3.2. Глубинное уплотнение грунтов динамическими воздействиями

Для уплотнения насыщенных водой песчаных грунтов применяют глубинное вибрирование. Виброуплотнение песков можно производить двумя способами: погружением вибратора (вибробулавы) в песок (рис. 12.3, *а*) аналогично погружению вибробулавы в бетонную смесь или погружением в грунт стержня с прикрепленным к его голове вибропогружателем (рис. 12,3 *б*). В этом и другом случае колебательные движения передаются песку, который сначала частично или полностью разжижается, а затем постепенно уплотняется. При определенных условиях можно достигнуть плотного состояния песка. Если песок находится в ненасыщенном водой состоянии, к месту вибрирования либо подают воду, либо применяют гидровибраторы (виброфлотаторы).

Вибробулавы обычно используют для уплотнения слоя песка толщиной от 1 до 10 м. В целях ускорения работ на специальной раме укрепляют куст вибраторов, погружая и извлекая его из грунта с помощью крана.

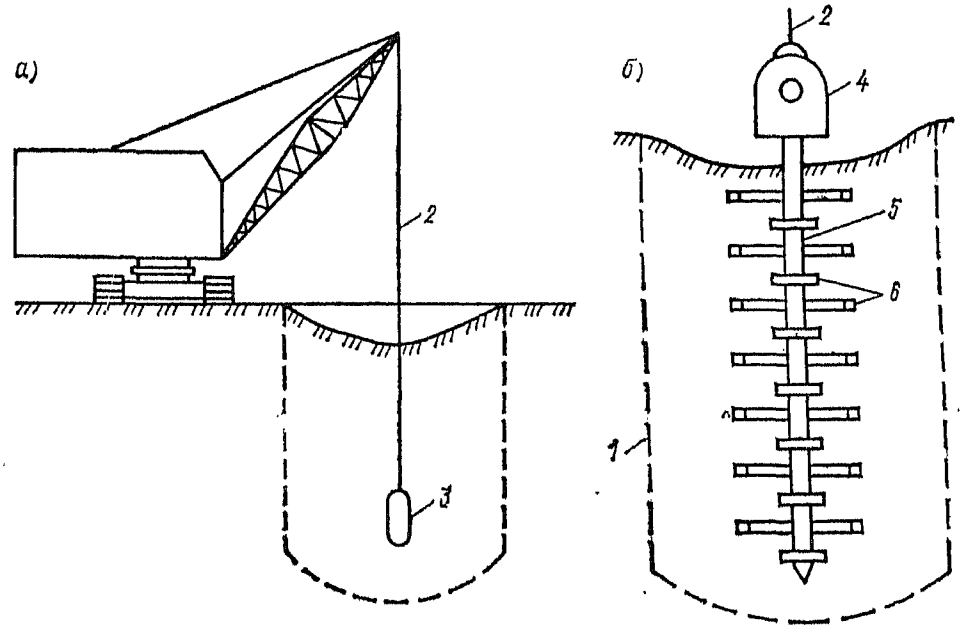


Рис. 12.3. Уплотнение насыщенных водой песков вибрированием

1 — граница уплотнения; *2* — трос; *3* — вибратор; *4* — вибропогружатель; *5* — стержень из трубы; *6* — приваренные планки Т-образной формы

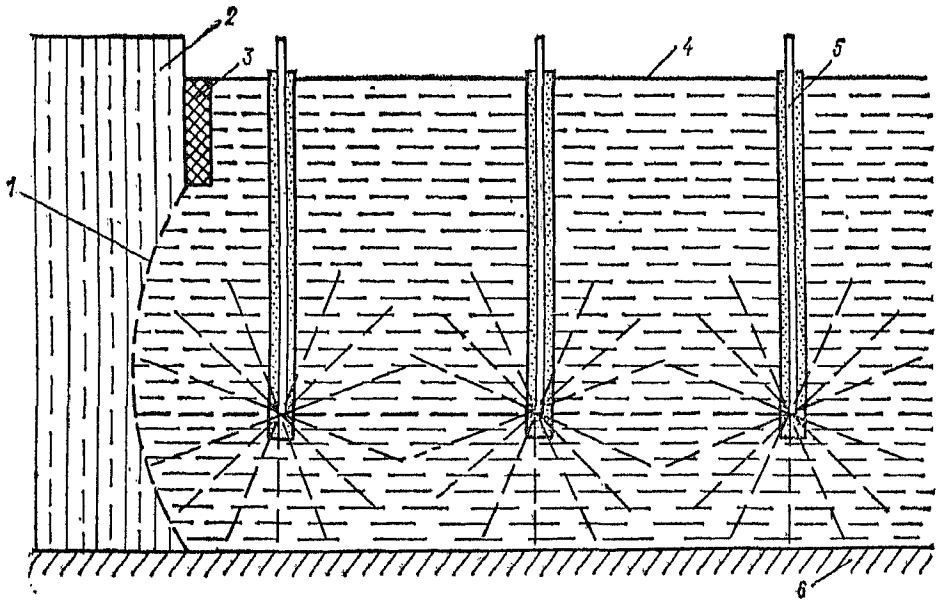


Рис. 12.4. Разрез по зоне грунта, уплотняемого предварительным замачиванием и глубинными взрывами

1 — граница уплотняемой зоны; *2* — неуплотняемый грунт; *3* — контурная траншея; *4* — поверхность уплотняемого грунта; *5* — совмещенные скважины; *6* — непросадочный грунт

При необходимости уплотнения слоя песка толщиной 5...20 м можно применять вибропогружатель, который крепится к трубчатому стержню. Для увеличения объема уплотняемого грунта к стержню приваривают Т-образные поперечные планки (см. рис. 12.3, *б*).

Вибрацией хорошо уплотняются все пески, кроме пылеватых. Для уплотнения последних в Ленинграде, например, используют камуфлетные взрывы по методике, разработанной П. Л. Ивановым *. На месте намеченного уплотнения в грунт на расчетную глубину погружают заряды взрывчатого вещества и производят камуфлетный взрыв. Оседание поверхности грунта после взрыва свидетельствует об уплотнении песка. Для достижения необходимой плотности рыхлых песков, намытых в воду слоем толщиной до 5 м, производят последовательно 3 взрыва в одном месте.

Взрывами уплотняют толщи просадочных лёссовых грунтов по методике, предложенной М. И. Литвиновым **. Для этого грунты предварительно замачивают через фильтрующие или совмещенные скважины. Затем в скважины устанавливают заряды в трубках и производят ряд взрывов, следующих один за другим через несколько секунд. Уплотненный таким образом лёссовый грунт теряет просадочные свойства и может быть использо-

* Иванов П. Л. Уплотнение несвязных грунтов взрывами. Л.: Стройиздат, 1967.

** Методические рекомендации по ускоренному уплотнению просадочных лёссовых грунтов большой мощности предварительным замачиванием и глубинными взрывами. Киев, 1977.

ван в качестве естественного основания сооружений. Не получает должного уплотнения лишь верхний слой толщиной 2...3 м, который уплотняют в дальнейшем, например, тяжелыми трамбовками. Для ограничения зоны деформации лёсса по периметру замачиваемого объема грунта откапывают контурные траншеи глубиной 4...6 м или устраивают водозащитные экраны. На рис. 12.4 схематично показан разрез по зоне грунта, уплотняемого предварительным замачиванием и глубинными взрывами.

Динамического воздействия на пески для их уплотнения можно достигнуть с помощью электрогидродинамического эффекта. Известны и другие методы воздействия пульсирующей нагрузки на рыхлые пески.

12.3.3. Устройство грунтовых (из местного грунта) и песчаных свай

Толщи песков, содержащих органические остатки или заторфованных, и лёссов можно уплотнять с помощью песчаных или грунтовых свай. При погружении лидера забивкой или вибрированием вокруг него происходит уплотнение песков и лёссов без выпора. Этим можно воспользоваться и произвести их уплотнение до требуемой плотности.

Уплотнение насыщенных водой песков, содержащих органические остатки или заторфованных, производят песчаными сваями. Для их изготовления в грунт погружают инвентарную трубу с раскрывающимся (рис. 12.5) или теряемым башмаком. Погружение производят забивкой или вибрированием (рис. 12.6, *а*). Затем в трубу укладывают порциями песок, трамбуют его и одновременно извлекают ее (рис. 12.5, *б*).

В просадочные лессовые грунты, способные держать вертикальные стенки без обсадной трубы, забивают инвентарный сердечник. В процессе забивки грунт вокруг сердечника уплотняется. Затем сердечник извлекают, а в образовавшуюся скважину укладывают порциями с тщательным трамбованием, как правило, местный грунт при оптимальной влажности. Это приводит к дополнительному уплотнению грунта вокруг скважин.

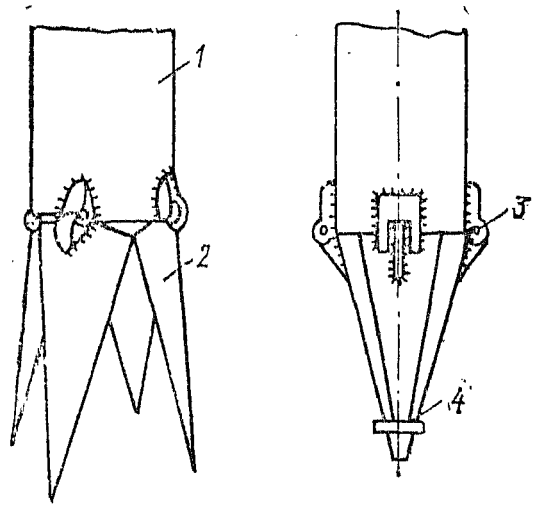


Рис. 12.5. Конструкция раскрывающегося башмака

1 — инвентарная труба; *2* — раскрывающиеся створки; *3* — шарнир; *4* — теряемое кольцо

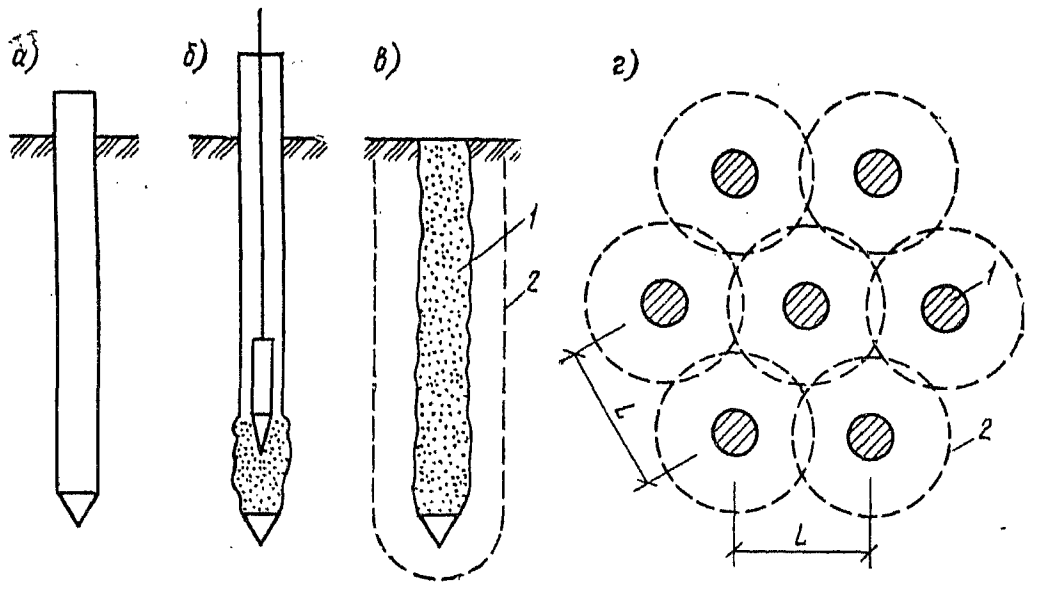


Рис. 12.6. Последовательность изготовления песчаных свай (*а* — *в*) и размещение их в плане (*г*)
1 — свая; *2* — зона уплотнения

Сваи размещают в шахматном порядке в вершинах равносторонних треугольников (рис. 12.6, *г*). Отношение площади сечения свай к площади уплотняемого основания Ω определяют по формуле

$$\Omega = (e_0 - e_{cn})/(1 + e_0) = (\rho_{d.\,cn} - \rho_d)/\rho_{d.\,cn}, \qquad (12.7)$$

где e_0, ρ_d — коэффициент пористости и плотность скелета грунта природного сложения; e_{cn}, $\rho_{d.\,cn}$ — требуемые по проекту средние значения коэффициента пористости и плотности скелета грунта после уплотнения.

В таком случае число свай под фундаментом

$$n = \Omega A_{cn}/A_p, \qquad (12.8)$$

где A_{cn} — площадь уплотняемого основания с учетом зоны, располагающейся за контуром фундамента; A_p — площадь поперечного сечения свай.

Расстояние между осями свай находят из выражения

$$L = 0{,}95d\sqrt{\rho_{d.\,cn}/(\rho_{d.\,cn} - \rho_d)}, \qquad (12.9)$$

где d — диаметр сваи; $\rho_{d.\,cn}$ — средняя плотность скелета грунта после уплотнения; ρ_d — плотность скелета грунта природного сложения.

Сильно заторфованные, насыщенные водой пески уплотнить песчаными сваями не удается, так как заторфованные прослойки медленно отдают воду. Иногда для уплотнения заторфованных и слабых, насыщенных водой пылевато-глинистых грунтов применяют грунтоизвестковые или грунтоцементные сваи. Молотая известь или цемент подаются через специальный шнек,

который, внедряясь в слабый грунт, перемешивает его с вяжущим материалом.

Уплотнение грунтов производят в т. ч. на участках, прилегающих к зоне наибольших напряжений. Обычно ширина полосы вокруг контура подошвы, ниже которой уплотняется грунт, равна $0{,}2b$ (здесь b — ширина подошвы фундамента).

12.3.4. Уплотнение грунта статической нагрузкой

Рассмотренными выше способами невозможно эффективно уплотнить слабые, насыщенные водой пылевато-глинистые грунты (илы, очень пористые глины и суглинки, находящиеся в текучем и текучепластичном состоянии) и торфы, так как они обладают малой водопроницаемостью, а их уплотнение связано с выдавливанием воды из пор грунта. Для уплотнения таких грунтов используют статическую нагрузку в виде насыпи. При этом для ускорения процесса уплотнения устраивают дрены (рис. 12.7, *а*).

Давление по подошве насыпи должно быть больше давления от проектируемого сооружения в пределах площади застройки. Обычно насыпь отсыпают послойно, так как выполнение ее сразу на необходимую высоту может привести к потере устойчивости слабых грунтов в ее основании.

Вертикальные дрены делают песчаными, из специального пористого картона или из пластмассовой ленты в бумажном кожухе (рис. 12.7, *б*). Песчаные дрены изготовляют аналогично песчаным сваям, но располагают значительно реже — обычно через 2...4 м. Картонные и пластмассовые дрены обычно вдавливают в грунт.

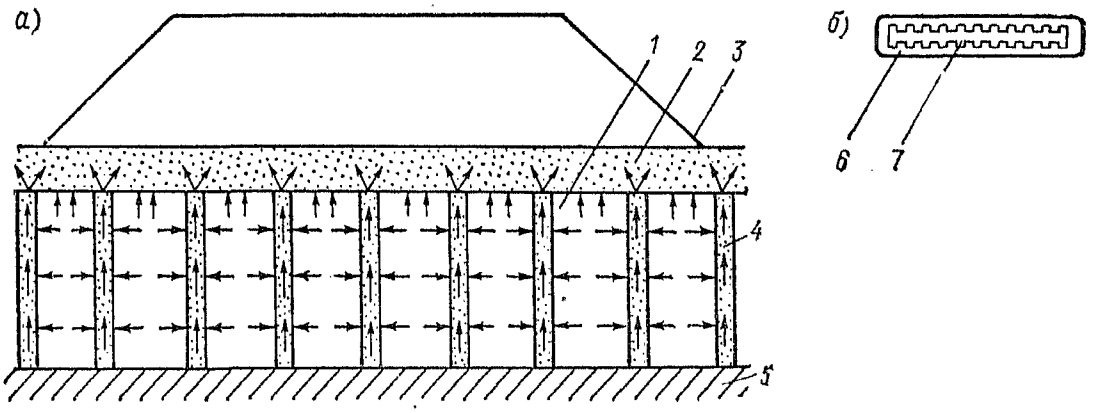


Рис. 12.7. Схема уплотнения слабого грунта статической нагрузкой

1 — слабый грунт; *2* — пластовый дренаж; *3* — нагрузка в виде насыпи; *4* — вертикальные дрены (стрелками указано направление отжатия воды из грунта); *5* — плотный грунт; *6* — бумажный кожух; *7* — пластмассовая лента (поперечное сечение)

12.3.5. Уплотнение грунта водопонижением

Слабые пылевато-глинистые грунты, которые способны отдавать воду из пор (илы, ленточные глины, заторфованные супеси и др.), можно уплотнить, понижая уровень подземных вод, например, путем откачки воды из скважин-фильтров. Понижение уровня подземных вод приводит к снятию выталкивающего давления воды, что вызывает в скелете грунта значительное повышение напряжений, действие которых на грунт будет аналогичным действию внешней нагрузки. Отжимаемая в процессе уплотнения вода откачивается из скважин-фильтров.

При пологой депрессионной кривой у скважин-фильтров уровень подземных вод понижается на большой площади, выходящей далеко за пределы намечаемой территории застройки, что может привести к нежелательной осадке существующих зданий или подземных коммуникаций. Для исключения этого уплотняемый участок можно оградить шпунтом или осуществить подачу воды в грунт около объектов, осадка которых недопустима.

Слабо фильтрующие пылевато-глинистые грунты во многих случаях не отдают воду. Тогда для их уплотнения прибегают к использованию электроосмоса. Для этого в грунт погружают электроды и пропускают через них постоянный электрический ток. По мере прохождения тока поровая вода концентрируется у катода. Катод делается в виде иглофильтра (рис. 12.8). Из группы иглофильтров вода откачивается вихревыми насосами. Таким образом, пылевато-глинистый грунт уплотняется как вследствие понижения уровня подземных вод и увеличения напряжений в скелете грунта, так и благодаря уменьшению влажности грунта в результате движения поровой воды к катодам.

При использовании электроосмоса грунт уплотняется достаточно быстро и только в пределах необходимой площади. Кроме

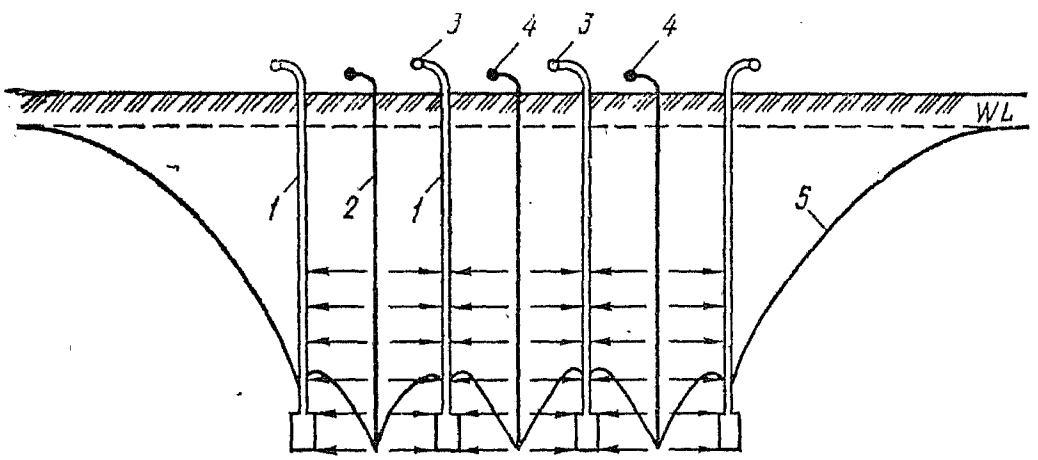


Рис. 12.8. Схема осушения грунтов с использованием электроосмоса

1 — иглофильтры-катоды; *2* — металлические стержни-аноды; *3* — коллектор; *4* — электрические провода; *5* — депрессионная кривая

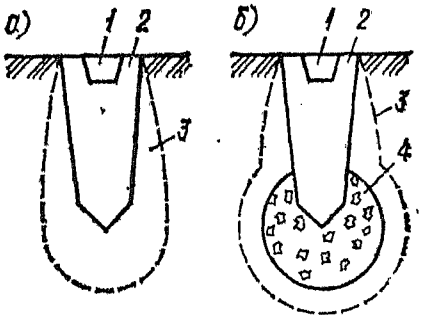


Рис. 12.9. Фундаменты в вытрамбованных котлованах

а — без втрамбовывания щебня; *б* — с втрамбовыванием щебня в грунт; *1* — стакан для установки колонны; *2* — фундамент; *3* — зона уплотненного грунта; *4* — втрамбованный щебень

того, увеличивается прочность этого грунта, т. е. он закрепляется, при этом улучшаются его строительные качества.

12.3.6. Фундаменты в вытрамбованных котлованах

За последнее время в неводонасыщенных грунтах, в частности в лёссах, стали устраивать фундаменты в вытрамбованных котлованах. Для этого специальной трамбовкой ударами по одному месту вытрамбовывают полость, уплотняя грунт вокруг нее. В полость укладывают бетон с трамбованием — и фундамент после твердения бетона готов (рис. 12.9, *а*). Иногда в нижнюю часть полости до бетонирования в грунт втрамбовывают щебень, добиваясь существенного повышения несущей способности таких фундаментов (рис. 12.9, *б*).

12.4. Закрепление грунтов

12.4.1. Общие положения

В процессе закрепления грунтов между твердыми частицами устанавливаются прочные, обусловленные вяжущим веществом, связи, которые в значительной степени увеличивают прочность грунта и уменьшают его сжимаемость. В отдельных случаях грунт превращается в полускальную породу.

Закреплению поддаются грунты, относительно хорошо фильтрующие воду или газопроницаемые, так как этот процесс связан с внедрением в их поры растворов или газов. Закрепленные грунты в некоторых случаях можно рассматривать как фундаменты, которые сделаны без отрывки котлована. Хотя такое устройство фундаментов имеет определенные преимущества, однако применяется оно сравнительно редко вследствие высокой стоимости закрепления грунтов. Закрепление грунтов применяют главным образом в тех случаях, когда устройство фундаментов невозможно или связано с затратами значительных средств (например, при усилении основания под существующим фундаментом), либо для уменьшения фильтрации воды около мест ее проникания в подземные помещения.

12.4.2. Цементация

Цементацию (нагнетание цементационного раствора под большим давлением) производят для закрепления грунтов, обладающих большой водопроницаемостью (трещиноватой скальной породы, гальки, гравия, гравелистого и крупного песка). Закрепление грунтов цементационным раствором в основном применяют для уменьшения их водопроницаемости, а в некоторых случаях — для увеличения прочности. Наиболее часто для цементации грунтов используют смесь цемента с водой, иногда в раствор добавляют тонкий песок. Чем мельче поры и тоньше трещины в грунте, тем более жидкий раствор применяют для его закрепления. Обычно на 1 часть цемента берут 10...50 частей (по массе) воды.

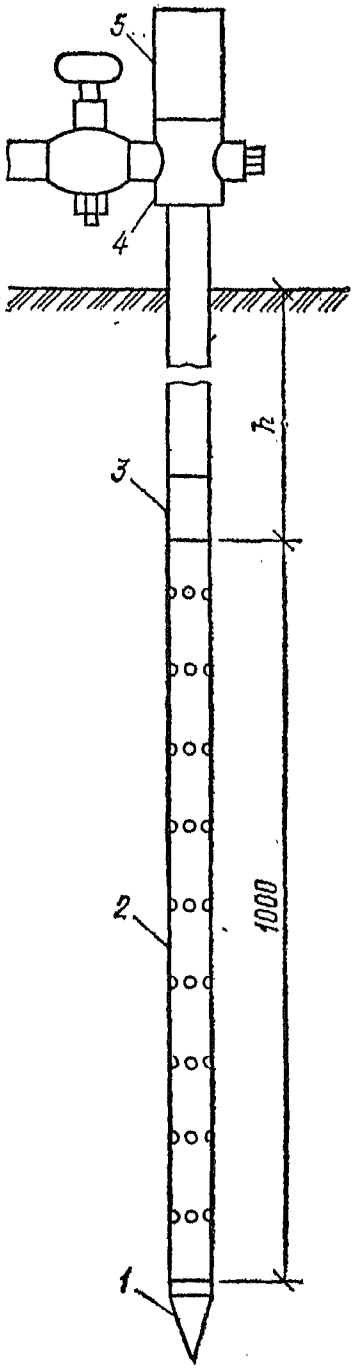
Цементацию применяют также для уменьшения водопроницаемости и повышения прочности материала самого фундамента. С этой целью в бетонной или иной кладке фундамента делают шпуры, в которые заделывают трубки. Затем через эти трубки подают цементационный раствор под большим давлением. Раствор проникает в поры бетона, в связи с чем его прочность повышается, а водопроницаемость резко снижается.

12.4.3. Силикатизация

Химические растворы (силикаты натрия) легко проникают в поры песков и других грунтов, относительно хорошо фильтрующих воду. В настоящее время в строительной практике применяют два метода силикатизации грунтов — двухрастворный и однорастворный.

Двухрастворный метод силикатизации используют для закрепления песков крупных и средней крупности, обладающих коэффициентом фильтрации от 80 до 2 м/сут. При закреплении по этому методу в грунт последовательно нагнетают, например, растворы силиката натрия и хлористого кальция. В результате взаимодействия этих растворов выделяется гель кремниевой кислоты, являющийся вяжущим веществом.

При двухрастворном методе в песок забивкой или вибрированием погружают инъектор (рис. 12.10), через который в грунт нагнетают раствор силиката натрия. При толщине массива закрепляемого грунта более 1 м инъектор после подачи раствора в верхний слой погружают еще на 1м и вновь нагнетают через него в грунт раствор силиката натрия. Такие операции повторяют до тех пор, пока низ инъектора не достигнет глубины, до которой необходимо закрепить грунт. Затем через этот же инъектор в грунт подают раствор хлористого кальция, поднимая инъектор по мере нагнетания раствора каждый раз на 1 м. В результате таких операций закрепляется столб грунта радиусом 30...100 см. Грунт в пределах необходимого объ-



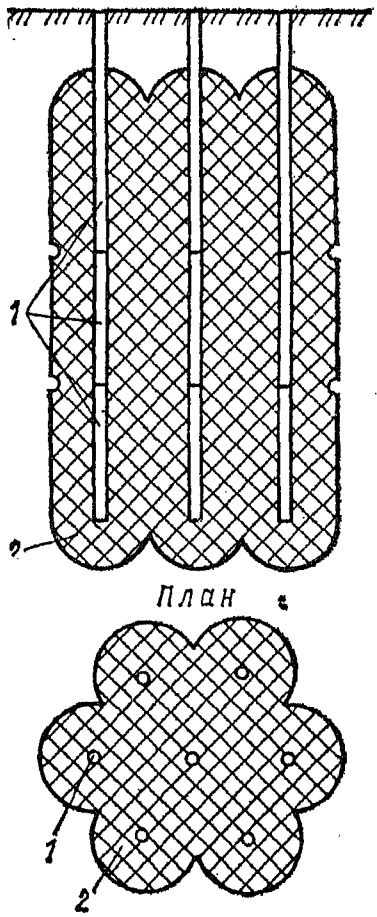


Рис. 12.11. Массив грунта, закрепленного при трех заходках инъектора

1 — инъектор; *2* — массив закрепленного грунта

←

Рис. 12.10. Инъектор для закрепления грунтов химическими способами

1 — заостренный наконечник; *2* — перфорированная труба; *3* — соединительная муфта; *4* — соединительный тройник; *5* — оголовок

ема (рис. 12.11) закрепляют, размещая инъекторы в шахматном порядке. Закрепленный грунт похож на песчаник и обладает кубиковой прочностью 1,5...3,5 МПа.

Слабо фильтрующие грунты с коэффициентом фильтрации 5...0,3 м/сут (пески мелкие и пылеватые) и лёссовые грунты закрепляют однорастворным методом силикатизации. При закреплении песков в инъектор нагнетают сложный раствор, состоящий, например, из силиката натрия и фосфорной кислоты. Эти вещества медленно вступают в реакцию, поэтому

до ее начала раствор можно инъецировать в грунт. Через 28 суток кубиковая прочность песка, закрепленного однорастворным методом силикатизации, достигает 0,4...0,5 МПа.

Лёссовые просадочные грунты с коэффициентом фильтрации 0,1...2 м/сут закрепляют путем нагнетания в них одного раствора силиката натрия, так как в таких грунтах, как правило, имеются соли, способные взаимодействовать с ним.

Необходимое количество инъецируемого раствора определяют по формуле

$$V_1 = anV, \qquad (12.10)$$

где a — коэффициент; принимается при крупных и средней крупности песках равным 0,5 (для каждого раствора), при мелких и пылеватых песках — 1,2, при лессах — 0,8; n — пористость грунта; V — объем закрепляемого грунта.

Для оценки радиуса распространения нагнетаемого раствора и установления требуемого количества его на площадке строительства производят опытное закрепление грунтов.

12.4.4. Электрохимическое закрепление

Однорастворный метод силикатизации применим только в грунтах с коэффициентом фильтрации более 0,1...0,2 м/сут. Слабые грунты (илы, глины и суглинки, находящиеся в текучем и текучепластичном состоянии), как правило, имеют коэффициент фильтрации меньше указанных величин. Чтобы ввести растворы силиката натрия и хлористого кальция, через такие грунты пропускают постоянный электрический ток. При пропускании тока в грунтах развивается электроосмос — движение воды, находящейся в порах, от анода к катоду. Используя это явление, через перфорированный анод вводят в грунты химические вещества, в т. ч. последовательно раствор силиката натрия и хлористого кальция. Введение этих химических веществ позволяет закрепить грунты с коэффициентом фильтрации 0,1...0,005 м/сут (пылеватые пески, супеси и легкие суглинки).

12.4.5. Смолизация

Растворы синтетических смол, способных твердеть в грунтах, можно нагнетать в поры грунта. После твердения смол грунт превращается в достаточно твердое тело. В качестве вяжущего вещества в настоящее время широко применяют карбамидную смолу с отвердителями.

Карбамидную смолу используют для омоноличивания мелких и пылеватых песков с коэффициентом фильтрации 0,5...5 м/сут, а также для закрепления лёссовых грунтов. В качестве отвердителя используют, в частности, раствор соляной кислоты, соединяя с ним раствор корбамидной смолы непосредственно перед

инъецированием. Иногда в грунт предварительно нагнетают раствор соляной кислоты 3...5 %-ной концентрации.

Примером применения раствора карбамидной смолы является укрепление пылеватых песков в основании Государственного академического театра оперы и балета им. С. М. Кирова в Ленинграде во время его реконструкции.

В настоящее время известно несколько видов синтетических смол (фенольные, фурановые и др.), которые можно использовать для закрепления грунтов, в т. ч. получаемые из отходов производства. Для закрепления супесей и суглинков начинают также применять электросмолизацию.

12.4.6. Термический метод

Этот метод закрепления грунтов применяют для устранения просадочности и увеличения прочности лёссов. Чаще всего его используют, если в результате случайного замачивания грунтов основания сооружение начинает получать нежелательные неравномерные осадки. Термическому закреплению поддаются также глины и суглинки, если они обладают воздухопроницаемостью.

Сущность термического закрепления заключается в увеличении прочности структурных связей в грунте под влиянием высокой температуры. Для обжига грунта в пробуренных скважинах сжигают топливо (газообразное, жидкое или твердое), в качестве которого используют обычно природный и иные горючие газы, соляровое масло, мазут и др. С целью поддержания процесса горения в скважины подают воздух под давлением.

Подачу воздуха и топлива регулируют так, чтобы в скважинах поддерживалась температура около 800 °С и проникающие в поры грунта горячие газы нагревали бы его до температуры не ниже 300 °С. Эффективный обжиг лёссового грунта происходит в диапазоне температур 400...800 °С. При температуре ниже 300 °С устранение просадочных свойств лёссов не обеспечивается. При температуре выше 900 °С происходит спекание грунта и оплывание стенок скважины.

При сжигании топлива в верхней части скважины столб обожженного грунта получает форму усеченного конуса (рис. 12.12). Для увеличения поперечного сечения нижней части столба обожженного грунта приходится регулировать процесс фильтрации нагретых в скважине газов. С этой целью в скважину опускают трубу, тампонируя затрубное пространство отсекателем.

Обжиг грунта продолжается 5...10 дней. При расходе жидкого топлива 80...180 кг на 1м длины скважины вокруг нее образуется столб закрепленного грунта диаметром 1,5...3 м с кубиковой прочностью 1...3 МПа.

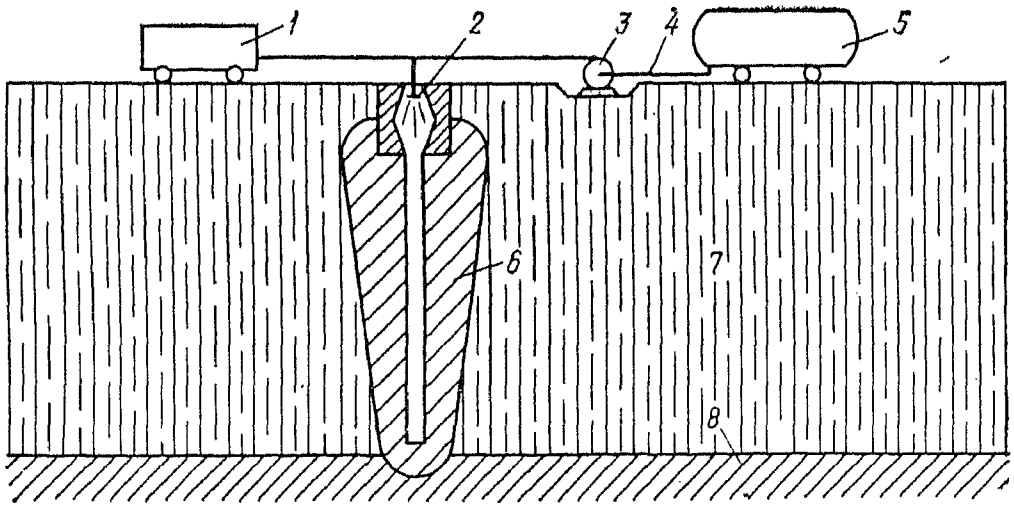


Рис. 12.12. Схема установки для термического закрепления грунтов

1 — компрессор; *2* — форсунка; *3* — насос для подачи топлива; *4* — трубопровод; *5* — емкость с топливом; *6* — закрепленный грунт; *7* — лёссовый грунт; *8* — непросадочный грунт

Стоимость закрепления грунта обжигом во много раз меньше стоимости силикатизации и электрохимического закрепления грунта.

12.4.7. Битумизация и глинизация

Оба эти метода используются для уменьшения водопроницаемости грунтов.

Битумизацию применяют для снижения водопроницаемости трещиноватой скальной породы. При этом в скважины нагнетают расплавленный битум или битумную эмульсию с коагулянтом. Битум тампонирует полости и трещины в грунте, фильтрация воды прекращается или сильно снижается.

Глинизацию применяют для уменьшения водопроницаемости песков. Нагнетание глинистой суспензии в сравнительно тонкие поры песков приводит к выпадению в них глинистых частиц — к заилению песков. В результате коэффициент фильтрации песков уменьшается на несколько порядков.

13. КРЕПЛЕНИЕ СТЕН И ОСУШЕНИЕ КОТЛОВАНОВ. ФУНДАМЕНТЫ ГЛУБОКОГО ЗАЛОЖЕНИЯ

13.1. Общие положения

При устройстве фундаментов в открытом котловане выполняют следующие основные работы: снятие почвенно-растительного слоя, планировку территории, отрывку котлована,

крепление стен котлована, осушение его, подготовку основания, устройство самих фундаментов, обратную засыпку пазух грунтом с надлежащим уплотнением.

Иногда до отрывки котлована приходится осушать территорию с помощью дренажных устройств, организовывать отвод поверхностных вод.

Вопросы снятия почвенно-растительного слоя и планировки территории относятся к разделу «Инженерная подготовка территорий» курса «Архитектура».

Применяемые способы отрывки и крепления стен котлованов должны обеспечивать сохранность природной структуры грунтов в основании возводимых фундаментов. В связи с этим при залегании непосредственно ниже дна котлована сравнительно слабых насыщенных водой пылевато-глинистых грунтов с легко нарушаемой от динамических воздействий природной структурой нельзя применять механизмы, которые могут ухудшить строительные качества грунтов основания.

При отрывке котлованов глубиной 1...3 м в неводоносных грунтах часто не требуется крепление их стенок, устраиваемых с откосом. При отрывке сравнительно глубоких котлованов, особенно ниже уровня подземных вод, приходится укреплять стены котлованов и решать вопросы их осушения.

Устройство фундаментов важно выполнять в минимальные сроки, особенно в дождливый и зимний периоды года. Чем скорее после отрывки котлована возводят фундамент и засыпают пазухи, тем сохраннее природная структура грунтов в основании и меньше затраты на осушение котлована.

Иногда фундаменты устраивают не в открытом котловане, а на поверхности грунта. Для погружения на необходимую глубину из-под них извлекают грунт. В некоторых случаях фундаменты устраивают в изготовленных заранее полостях в грунте. Так погружают опускные колодцы, кессоны, оболочки и делают опоры глубокого заложения (столбы). Такие фундаменты называют фундаментами глубокого заложения, так как глубина погружения их подошв часто в несколько раз превышает размеры в плане. Сооружение фундаментов глубокого заложения направлено на сохранность структуры грунтов в основании и передачу больших давлений на плотные грунты.

13.2. Крепление стен котлованов

13.2.1. Назначение крепления и требования, предъявляемые к нему

Связный грунт, как было сказано в п. 8.3, может держать вертикальный откос в пределах некоторой глубины. При увлажнении такого грунта дождевыми водами сцепление в нем

существенно уменьшается и вертикальный откос может обрушиться. По этой причине стенки котлованов часто делают с откосами или поддерживают креплением. Креплением стен котлована иногда одновременно решается вопрос об исключении притока в него подземных вод. Если в пределах поддерживаемой призмы грунта находятся инженерные подземные коммуникации или на призму обрушения опираются надземные сооружения, для исключения их подвижки крепление должно быть не только прочным, но и не иметь горизонтальных смещений.

Применяют следующие способы крепления стен котлованов: с помощью распорных креплений, с применением шпунтовых стенок или ледогрунтовых стен, путем устройства «стены в грунте». Способ крепления выбирают в зависимости от инженерно-геологических и гидрогеологических условий площадки строительства, глубины котлована и требуемой степени сохранности природной структуры грунтов в основании.

13.2.2. Распорные крепления

К распорным относятся крепления с инвентарными распорками, простые, закладные и сводчатые. Простые распорные крепления с инвентарными распорками, упирающимися в горизонтально (рис. 13.1) или вертикально расположенные доски, применяют для крепления стенок небольших котлованов и нешироких траншей, отрываемых выше уровня подземных вод. В связных грунтах стенку крепления делают не сплошной, в сыпучих — сплошной. При глубоких и больших в плане котлованах устраивают закладные крепления. Они состоят из вертикальных стальных прокатных профилей (двутавров, спаренных швеллеров), погруженных в грунт до отрытия котлована методом забивки либо вибрированием или в заранее пробуренные скважи-

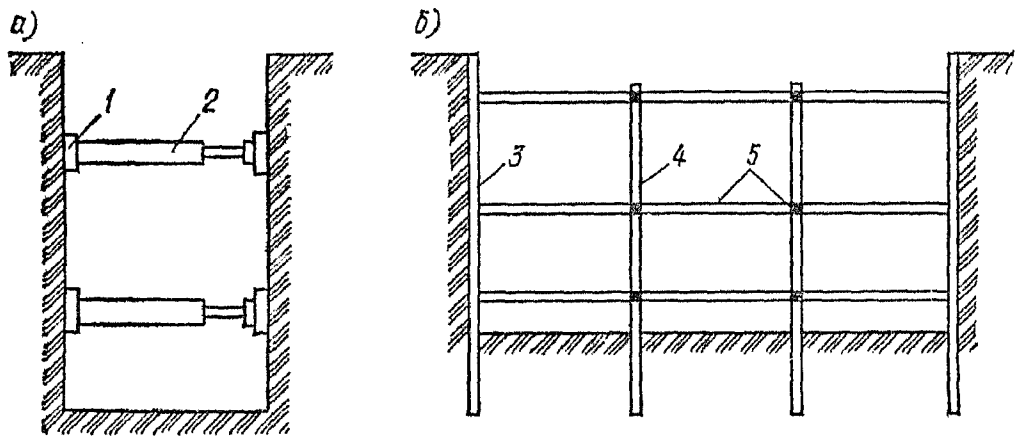


Рис. 13.1. Распорные крепления

а — траншей; *б* — широкого котлована; *1* — упорная доска; *2* — инвентарная распорка; *3* — сплошное крепление; *4* — стойки для промежуточного опирания распорок; *5* — распорки

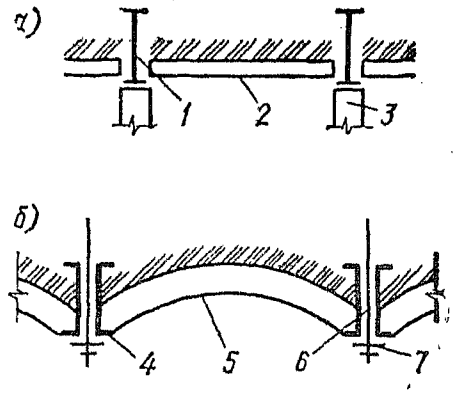


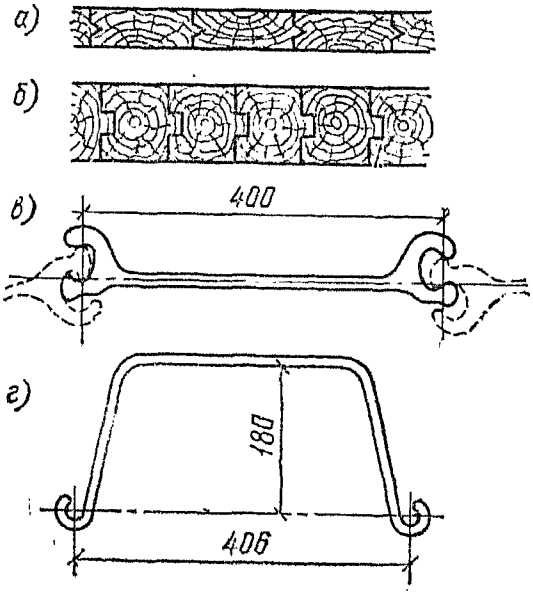
Рис. 13.2. Сплошные крепления (план)
1 — двутавровая стойка; *2* — закладные доски; *3* — распорка; *4* — швеллерная стойка; *5* — свод из торкрет-бетона; *6* — анкер; *7* — натяжное устройство анкера

ны, и закладываемых между ними досок (рис. 13.2, *а*). В некоторых случаях вместо досок применяют изготовляемые методом торкретирования сводики из раствора (рис. 13.2, *б*) или железобетона. Стенки из торкрет-бетона водонепроницаемы. Такие крепления называют сводчатыми.

Для фиксации прокатных профилей между ними устанавливают распорки (см. рис. 13.1, *б* и 13.2, *а*) или применяют наклонные анкеры (рис. 13.2, *б*). Для уменьшения продольного изгиба в распорках при большой их длине забивают промежуточные стойки. В этом случае распорки устанавливают с небольшим уклоном к центру котлована, чтобы промежуточные стойки не работали на выдергивание (см. рис. 13.1, *б*).

13.2.3. Шпунтовые стенки

При отрывке котлована ниже уровня подземных вод крепление его стенок делают не только прочным, но и плотным для исключения проникания в него воды через стенки. Иногда необходимо исключать проникание воды в котлован и через его дно. В таком случае креплением прорезают всю толщу водоносных грунтов, заглубляясь в слой относительно водоупорного (суглинок, глину) грунта (см. рис. 9.7). Плотное крепление можно выполнить из деревянного или стального шпунта (рис. 13.3).



Деревянный шпунт, изготавливаемый из досок (рис. 13.3, *а*) или брусьев (рис. 13.3, *б*), применяют при небольшой глубине котлована (не более 5 м). При большей глубине котлована часто используют стальной шпунт плоский (рис. 13.3, *в*) или корытного профиля типа «Ларсен»

Рис. 13.3. Поперечные сечения шпунта

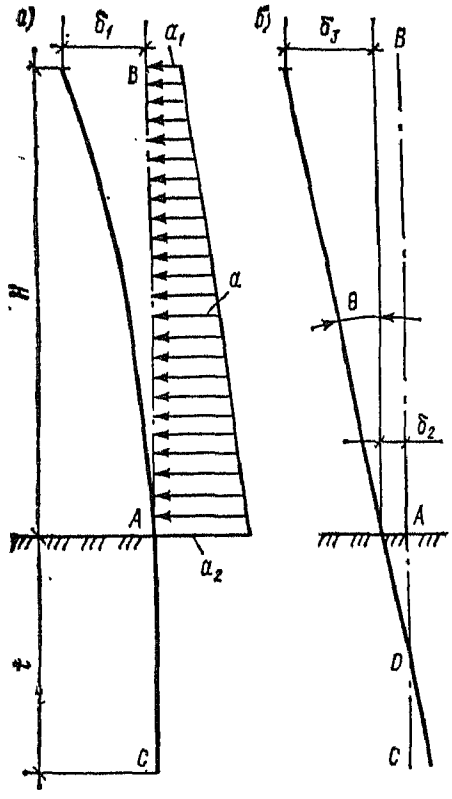


Рис. 13.4. Схема деформации шпунтовой стенки
а — прогиб; *б* — поворот относительно точки *О*

(рис. 13.3, *г*). Стенка из шпунта корытного профиля обладает значительной сопротивляемостью на изгиб.

Стенки из деревянного шпунта приобретают плотность вследствие разбухания древесины, а из стального шпунта становятся плотными вследствие сравнительно быстрого заиления его пазов, после чего вода практически перестает поступать в котлован.

Значительное сопротивление на изгиб стенки из шпунта корытного профиля при глубине котлована до 6 м позволяет делать его без распорок и анкеров. При этом нижнюю часть стенок считают условно заделанной в грунте.

Безанкерные шпунтовые стенки чаще всего рассчитывают методом Блюма-Ломейера *, приводящим к результатам, близким наблюдаемым в натурных условиях. Иногда дополнительно проверяется устойчивость шпунтовой стенки вместе с массивом грунта на сдвиг (обычно по круглоцилиндрической поверхности скольжения, см. п. 8.3 и п. 10.2).

Рассматриваемые шпунтовые стенки способны получать значительные горизонтальные смещения. Величину смещения δ верха шпунтовой стенки приближенно можно представить как сумму трех слагаемых (рис. 13.4):

$$\delta = \delta_1 + \delta_2 + \delta_3, \qquad (13.1)$$

где δ_1 — прогиб стенки на участке AB, определяемый как для консольной балки (рис. 13.4, *а*); $\delta_2 + \delta_3$ — смещение всей стенки δ_2 и перемещение верха стенки δ_3 в результате ее поворота на угол θ (рис. 13.4, *б*).

Рассматривая заглубленный участок стенки AC как жесткую конструкцию, Н. К. Снитко ** получил:

$$\delta_2 + \delta_3 = [12/(kt^2)]\,[M\,(2 + 3H/t) + Q\,(3t/2 + 2H)], \qquad (13.2)$$

где k — значение в точке C переменного по глубине коэффициента постели грунта основания; t — глубина забивки стенки ниже дна котлована; M и Q — изгибающий момент и перерезывающая сила в точке A; H — глубина котлована.

* Будин А. Я. Тонкие подпорные стенки. Л.: Стройиздат, 1974.

** Снитко Н. К. Статическое и динамическое давление грунтов и расчет подпорных стенок. Л.: Стройиздат, 1963.

Величину δ_1 вычисляют по формулам сопротивления материалов. Если эпюра давления на стенку на участке AB имеет трапециевидную форму с ординатой a_1 в точке B и ординатой a_2 в точке A (рис. 13.4, $а$), то

$$\delta_1 = (H^4/120EI)\,(11a_1 + 4a_2). \qquad (13.3)$$

Для увеличения жесткости шпунтовой стенки, снижения возникающего момента и резкого уменьшения ее горизонтального смещения применяют распорки или анкеры. При глубоких котлованах ставят наклонные анкеры на нескольких уровнях (см. п. 13.6). При глубине котлована до 6 м часто ограничиваются постановкой горизонтального анкера, располагая его за пределами возможной призмы обрушения. Смещение стенок уменьшается путем предварительного натяжения анкеров.

Если шпунтовую стенку делают с одним рядом анкеров, располагаемых на небольшой глубине, она испытывает, с одной стороны, активное давление, с другой — пассивный отпор грунта (рис. 13.5).

Усилие, действующее в анкере, при необходимой глубине забивки будет

$$F_A = E_a - E_p, \qquad (13.4)$$

где E_a и E_p — активное давление и пассивный отпор, определяемые по формулам (8.18) и (8.18′).

Наихудшие условия для работы шпунта возникают, когда положение анкера совпадает с поверхностью грунта (рис. 13.5, $в$). В таком случае, составив уравнение равновесия относительно точки A, можно получить кубическое уравнение

$$\lambda_a h_{sh}^3 - \lambda_p (h_{sh} - H)^2 h_{sh} - \frac{1}{2}\lambda_p (h_{sh} - H)^2 H = 0, \qquad (13.5)$$

где λ_a и λ_p — коэффициенты, определяемые по формулам (8.19).

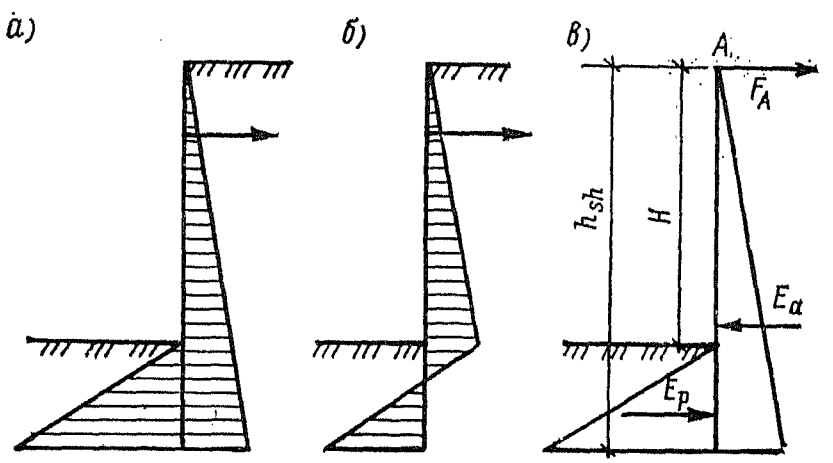


Рис. 13.5. Эпюры давления на шпунтовую стенку с анкером
$а$ — исходная; $б$ — суммарная; $в$ — к формуле (13.5)

Значение h_{sh} обычно находят последовательным приближением. Длину шпунта принимают с модулем 0,5 м.

Если анкер располагается на некоторой глубине от поверхности грунта, задача решается аналогично.

При глубине котлованов более 6 м распорки или анкеры обычно приходится делать на нескольких уровнях. Наличие на разных уровнях жестких распорок или достаточно неподатливых анкеров уменьшает горизонтальную подвижку шпунта и, следовательно, возможность развития пассивного отпора грунта ниже дна котлована.

При отсутствии горизонтальных подвижек шпунта, строго говоря, нельзя использовать решения теории предельного равновесия для оценки взаимодействия грунта и ограждающей конструкции. В этих случаях давление на ограждения, включая шпунтовую стенку, зависит от податливости крепления (распорок, анкеров), жесткости самой стенки, времени постановки креплений, колебаний температуры, конструкции крепления и, конечно, свойств грунта.

Нижний ряд распорок устанавливают на высоте 2...2,5 м над дном котлована так, чтобы они как можно меньше мешали выполнению работ в нем.

При неглубокой забивке шпунта ниже дна котлована рассматривают возможность выпора грунта в котлован с учетом гидродинамического давления восходящего потока подземных вод. Процесс выпора развивается со смещением шпунтовой стенки в сторону котлована и выдавливанием грунта как при потере устойчивости грунтов в основании (см. п. 8.2).

13.2.4. Искусственное замораживание грунтов

В мерзлом состоянии грунты обладают водонепроницаемостью и значительной прочностью. Способ искусственного замораживания грунтов основан на том, что некоторые жидкости, испаряясь при отрицательной температуре, отнимают тепло от окружающей среды. Для реализации этого способа такую жидкость используют в качестве хладагента в испарителе *4* (рис. 13.6), создавая условия для ее испарения и тем самым для понижения температуры в испарителе. Образовавшиеся пары хладагента (газ) засасывают компрессором *1*. При сжатии в компрессоре температура газа повышается. Для превращения сжатого газа в жидкость его охлаждают водой (реже воздухом) в конденсаторе *2* до температуры конденсации жидкости при данном давлении. Сконденсированная жидкость направляется под давлением в змеевик испарителя *4* через редукционный клапан *3*, который пропускает очень тонкую струю жидкости. Благодаря работе компрессора за редукционным клапаном поддерживается низкое давление, при котором про-

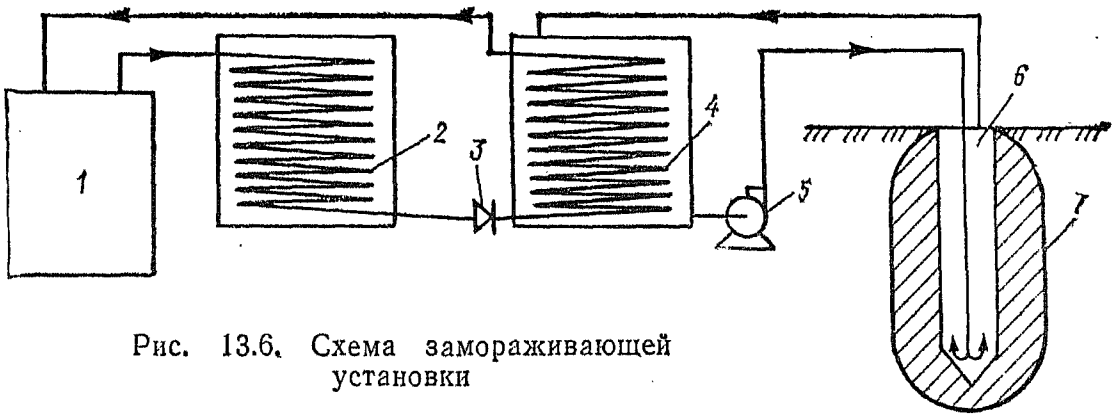


Рис. 13.6. Схема замораживающей установки

исходит испарение жидкости, сопровождающееся отбором некоторого количества тепла от испарителя. Далее цикличность процесса повторяется.

Змеевик, в котором испаряется жидкость, окружают рассолом. Температура последнего будет понижаться приблизительно до температуры испарения жидкости в испарителе. В качестве рассола используют раствор хлористого кальция, который может замерзать лишь при низкой температуре (от —26 до —55 °С в зависимости от концентрации раствора).

Охлажденный рассол насосом *5* нагнетают в герметичную колонку *6*, установленную в грунте. Благодаря отрицательной температуре рассола температура грунта вокруг колонки понижается. Когда она уменьшится до значения, соответствующего началу замерзания грунта, последний замерзает, образуя цилиндр мерзлого грунта *7*. При этом температура рассола, отобравшего часть тепла от грунта, несколько повысится. Для охлаждения рассол опять направляют в испаритель, таким образом рассол-хладоноситель все время циркулирует.

Если вокруг котлована разместить с одинаковым шагом (обычно около 1 м) систему герметичных колонок и осуществлять процесс охлаждения грунта, то через несколько недель цилиндры мерзлого грунта сольются друг с другом и образуют водонепроницаемую ледогрунтовую стену.

В качестве хладагента чаще всего используют аммиак, реже — фреон, жидкий азот или диоксид углерода.

Искусственное замораживание грунтов дороже устройства шпунтового крепления, поэтому первый способ применяют в условиях, когда нельзя использовать шпунт: например, при наличии в толще грунтов валунов или прослоек водоносной скальной породы. Кроме того, ледогрунтовые стены устраивают при необходимости обеспечения водонепроницаемости грунтов на относительно большой глубине (несколько десятков метров).

Способ устройства ледогрунтовых стен имеет и недостаток. Известно, что при промерзании пылевато-глинистых грунтов они могут испытывать морозное пучение, т. е. увеличиваться

в объеме (см. п. 3.3). Морозное пучение сопровождается поднятием поверхности грунта со всеми сооружениями, попадающими в зону его влияния. Иногда при глубоких ледогрунтовых стенах происходит внутреннее пучение, т. е. пучение замерзающего грунта компенсируется уплотнением, талого грунта, окружающего эти стены.

Наиболее неблагоприятные последствия пучения грунта проявляются в процессе оттаивания ледогрунтовой стены. В грунте, подвергавшемся пучению, в т. ч. и внутреннему, в процессе оттаивания развиваются просадочные свойства. Как правило, такой грунт после оттаивания имеет значительно большую сжимаемость и меньшее сопротивление сдвигу. По этой причине надо избегать применения искусственного замораживания грунтов для крепления стенок котлованов ниже подошвы возводимых фундаментов, а также около фундаментов существующих сооружений.

13.2.5. «Стена в грунте»

Бетонные и железобетонные конструкции фундаментов стали возводить методом «стена в грунте» сравнительно недавно. Сущность такого метода сводится к следующему. В грунте отрывают участок глубокой траншеи шириной 50...80 см. Для поддержания стен траншеи вертикальными ее в процессе отрывки заполняют раствором мелкодисперсной тиксотропной глины (обычно бентонитовой). В пределах сделанного участка траншеи бетонируют стену-фундамент подводным способом при помощи бетонолитной вертикально перемещающейся трубы. Трубу поднимают по мере заполнения траншеи бетонной смесью до тех пор, пока участок траншеи полностью не будет забетонирован. Для получения железобетонной стены в траншею перед бетонированием опускают арматурный каркас, выполненный из арматуры периодического профиля. Иногда стенку делают из опускаемых в траншею сборных железобетонных элементов, имеющих выпуски арматуры. Стыки этих элементов бетонируют также с помощью бетонолитной трубы.

При устройстве подземной части зданий или иных сооружений рассмотренным методом образующаяся «стена в грунте» одновременно может служить креплением стен котлована, стеной подземных этажей и фундаментом (рис. 13.7).

Если «стена в грунте» предназначается одновременно для использования в качестве фундамента, ее доводят до слоя плотного грунта, который способен воспринять давление, передаваемое ее подошвой и боковыми поверхностями на основание. Под таким фундаментом не должен оставаться шлам от разработки грунта, кроме того, при его устройстве нельзя допускать выпадания осадка из раствора глины на дно траншеи.

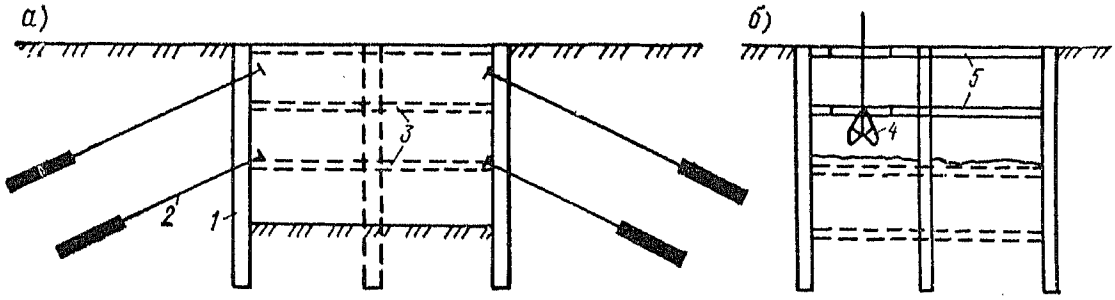


Рис. 13.7. Устройство крепления стен котлованов методом «стена в грунте»

Устойчивость сравнительно тонкой «стены в грунте» *1* при отрывке котлована под ее защитой обеспечивается обычно наклонными анкерами *2* (см. рис. 13.7, *а*) или иногда распорками *3*. В качестве распорок можно использовать поэтажные перекрытия подземной части сооружения *5* (см. рис. 13.7, *б*). Для этого «стену в грунте» устраивают по всему периметру сооружения, а внутренние колонны бетонируют в скважинах или глубоких щелях подводным способом. Затем отрывают котлован глубиной 2...3 м и делают первое надподвальное перекрытие. Под этим перекрытием грунт разрабатывают на высоту второго подземного этажа. Разработку грунта осуществляют бульдозерами, которые перемещают грунт к специальным отверстиям, устраиваемым в перекрытиях. Через отверстия грунт извлекают либо ковшом, загружаемым бульдозерами, либо грейфером *4* (рис. 13.7, *б*). По мере разработки грунта делают следующие перекрытия *5*, служащие распорками «стены в грунте». Таким образом все подземное сооружение возводят сверху вниз.

При возведении «стены в грунте» в верхней части отрываемой траншеи делают форшахту, которая задает землеройному механизму требуемое направление. В последнее время для изготовления глубоких траншей при устройстве «стены в грунте» стали иногда применять водоструйную технологию: горизонтально направленная струя воды под давлением до 10 МПа разрабатывает (размывает) грунт, образуя требуемую щель, которая затем заполняется бетоном.

Устойчивость стен глубоких траншей до бетонирования обеспечивается противодействием раствора глины, который систе-

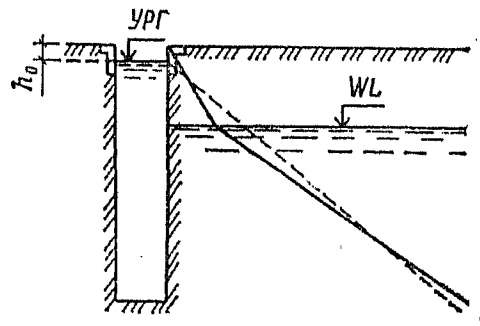


Рис. 13.8. Распределение давления раствора глины и давления грунта по глубине без учета пространственной работы грунта

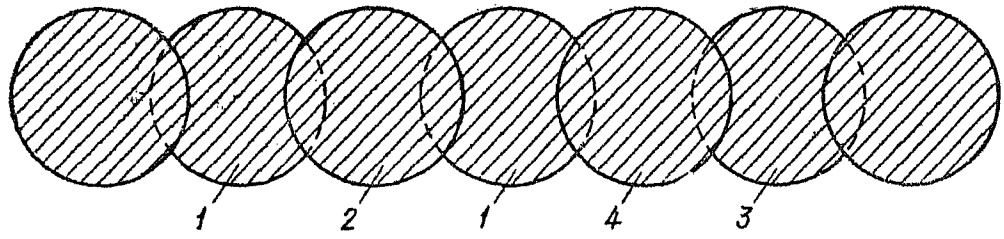


Рис. 13.9. План «стены в грунте» в виде секущихся скважин
1, 2, 3, 4 — скважины бурения 1-, 2-, 3- и 4-й очередей

матически доливают почти до краев форшахты. Плотность (объемную массу) раствора бентонитовой глины принимают 1,05...1,15 г/см^3, а глин, содержащих пылеватые частицы, — 1,1...1,3 г/см^3. В таких условиях при плоской задаче давление грунта с учетом давления подземных вод (сплошная линия на рис. 13.8) будет больше давления раствора (пунктирная линия), т. е. устойчивость массива грунта не обеспечивается. Однако, несмотря на превышение давления грунта, обрушение стен траншеи не происходит благодаря его пространственной работе.

Молотая бентонитовая глина, доставляемая в бумажных мешках, относительно дорога, поэтому стремятся использовать местные глины. Однако для их диспергирования приходится применять дорогие химические реактивы. При выборе местных глин надо уделять особое внимание вопросу, будут ли из раствора глины выпадать на дно траншеи песчаные и пылеватые частицы, так как образование здесь шлама приведет в дальнейшем к развитию значительных осадок сооружения.

Если поверхность грунта у изготовляемой щели загружена, например в случае отрывки глубокого котлована около существующего здания, «стену в грунте» можно сделать путем бурения и заполнения бетоном секущихся скважин. Для этого вначале под защитой бентонитового раствора бурят две скважины *1* (рис. 13.9) с шагом, равным полутора диаметрам. После заполнения этих двух скважин с помощью бетонолитной трубы бетонной смесью и схватывания бетона, но до набора им значительной прочности бурят скважину *2* между ними и т. д. Скважины постепенно образуют сплошную стену. Это позволяет отрывать глубокие котлованы вблизи тяжелых сооружений.

13.3. Осушение котлованов

13.3.1. Водоотлив из котлована

Для возведения фундаментов и других подземных конструкций часто приходится отрывать котлованы ниже уровня подземных вод. Исключать приток воды в котлован путем

устройства водонепроницаемых стен, заглубляемых до относительного водоупора, далеко не всегда целесообразно из-за их большой стоимости, а иногда в этом и нет необходимости, например в глинах и суглинках, где приток воды обычно незначителен. В таких случаях применяют открытый водоотлив — откачку воды из котлована.

С этой целью по периметру котлована устраивают дренажную канавку (или закрытый дренаж) для отвода воды в приямки, из которых затем ее откачивают. Вода не должна покрывать дно котлована, так как это может привести к постепенному набуханию грунтов в основании.

Открытый водоотлив применяют и при относительно водонепроницаемом креплении стенок котлована (например, шпунтовой стенкой). При таком креплении откачка воды особенно необходима в первое время — до заиливания швов шпунтовой стенки.

Особенно тщательно следует отводить воду из котлована при устройстве гидроизоляции подвальных этажей. С этой целью часто делают пластовый дренаж, из которого воду отводят в дренажные трубы, обычно расположенные по периметру котлована.

13.3.2. Искусственное понижение уровня подземных вод

При необходимости полного исключения проникания подземных вод в котлован как через его дно, так и через стенки, особенно при большой обводненности грунтов, применяют искусственное понижение уровня подземных вод. Это позволяет в ряде случаев отказаться от устройства шпунтовой стенки и ограничиться несплошным креплением.

Для понижения уровня грунтовых вод по периметру котлована или вдоль траншеи располагают ряд иглофильтров, из которых откачивают воду всасывающим вихревым насосом. В результате вокруг отдельного иглофильтра образуется депрессионная воронка. Поскольку иглофильтры обычно располагают с шагом 0,8...1,5 м, воронки соединяются и уровень грунтовых вод на месте будущего котлована (траншеи) понижается приблизительно на 5 м (рис. 13.10).

Понижение уровня подземных вод должно обеспечивать производство работ в сухом котловане. Это позволяет сохранить природную структуру грунтов в основании.

Размыв грунта для погружения легких иглофильтров осуществляется струей воды, подаваемой в него под давлением. В нижней части иглофильтра расположена сетка, предназначенная для приема воды.

При необходимости уменьшения высоты всасывания грунт предварительно разрабатывают до отметки уровня грунтовых

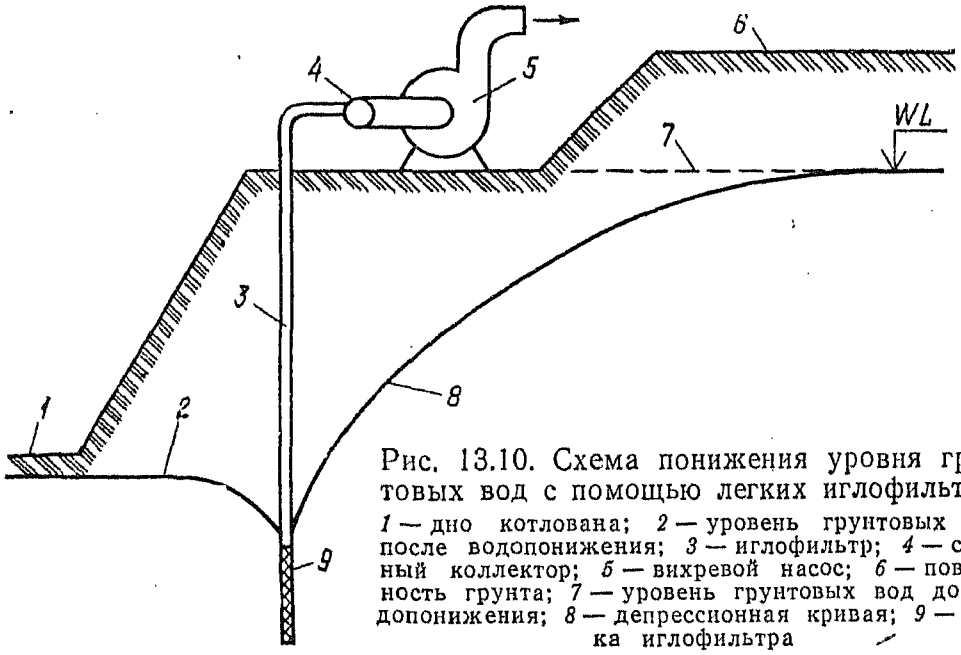


Рис. 13.10. Схема понижения уровня грунтовых вод с помощью легких иглофильтров

1 — дно котлована; *2* — уровень грунтовых вод после водопонижения; *3* — иглофильтр; *4* — сборный коллектор; *5* — вихревой насос; *6* — поверхность грунта; *7* — уровень грунтовых вод до водопонижения; *8* — депрессионная кривая; *9* — сетка иглофильтра

вод. Затем в грунт погружают иглофильтры, соединяют их с коллектором и устанавливают вихревой насос (рис. 13.10).

Легкими иглофильтровыми установками можно понижать уровень грунтовых вод в относительно хорошо фильтрующих чистых песках. В песках, содержащих большое количество пылеватых частиц, сетки иглофильтров быстро заиливаются. Для исключения этого вокруг иглофильтра при его погружении размывают грунт с целью образования скважины, которую засыпают чистым песком средней крупности.

Для понижения уровня подземных вод на большу́ю глубину либо располагают в несколько ярусов легкие иглофильтры или применяют эжекторные иглофильтры, либо откачивают воду из буровых скважин (колодцев) с помощью глубинных насосов.

В грунтах с коэффициентом фильтрации меньше 0,1 м/сут искусственное понижение уровня грунтовых вод осуществляют путем электроосмотического осушения, сочетающегося с применением иглофильтров. Для этого по периметру котлована вблизи его бровки забивают стальные стержни из арматуры или труб. На расстоянии 1,5...2 м от бровки котлована погружают ряд легких иглофильтров в шахматном порядке относительно стержней. Стержни присоединяют к положительному полюсу источника постоянного электрического тока с напряжением 30...60 В, а коллектор иглофильтровой установки — к отрицательному полюсу. Под воздействием пропускаемого тока грунтовая вода, перемещаясь от анода к катоду, поступает в иглофильтры и оттуда откачивается всасывающим насосом. При этом уровень грунтовых вод понижается во всем осушаемом массиве (рис. 13.11). На 1 м^3 осушаемого грунта расходуется от 5 до 40 кВт·ч электроэнергии.

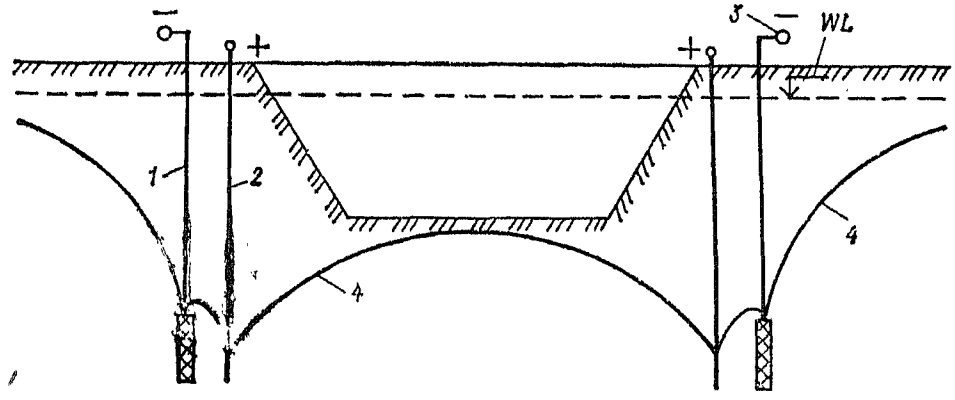


Рис. 13.11. Схема электроосмотического водопонижения
1 — иглофильтр-катод; *2* — стержень-анод; *3* — коллектор; *4* — депрессионная кривая

Стоимость искусственного понижения уровня подземных вод и водоотлива из котлованов зависит от продолжительности работ по отрывке котлованов, устройству фундаментов, гидроизоляции и обратной засыпке грунтов. Поэтому целесообразно выполнять их в сжатые сроки, что также способствует сохранению структуры грунтов в основании.

13.4. Опускные колодцы и кессоны

13.4.1. Особенности погружения опускных колодцев в грунт

При устройстве фундаментов методом опускного колодца (рис. 13.12) на поверхности грунта возводят пустотелую нижнюю часть фундамента в виде колодца. Через вертикальную полость в колодце с помощью землеройных механизмов из-под него извлекают грунт. Под действием силы тяжести колодец погружается в грунт. По мере опускания колодца его

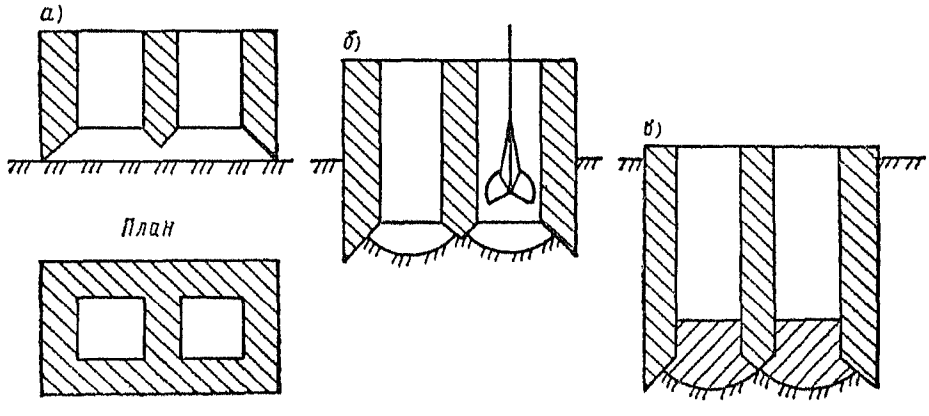


Рис. 13.12. Последовательность устройства фундамента методом опускного колодца
а — возведение части фундамента на поверхности грунта; *б* — разработка грунта грейфером; *в* — заполнение нижней части двухъячейкового колодца бетонной смесью

наращивают. После погружения на проектную глубину нижнюю часть колодца заполняют бетонной смесью. Этим способом, разрабатывая грунт вручную, делали фундаменты в древней Индии несколько тысяч лет назад.

В настоящее время опускные колодцы применяют (иногда с автоматической разработкой грунта) для устройства фундаментов под тяжелые сооружения (мосты, башни и др.) и для возведения подземных сооружений. При строительстве канализационных насосных станций иногда опускают колодцы диаметром более 70 м на глубину 70 м и более.

Использование метода опускного колодца для возведения подземных сооружений весьма целесообразно: не требуется крепление стенок котлована, объем земляных работ сводится к минимуму, а расход материала на изготовление самого колодца определяется из условия восприятия давления грунта вертикальными стенками цилиндрической оболочки.

13.4.2. Конструкции колодцев

Колодцы во многих случаях проектируют цилиндрической формы. При одинаковом давлении грунта со всех сторон вертикального цилиндрического сооружения в радиальных сечениях стенок в горизонтальном направлении будут действовать только напряжения сжатия. Напряжения изгиба в радиальных сечениях стенок таких сооружений могут возникнуть лишь при неодинаковом давлении грунта по их периметру.

Для уменьшения трения поверхности стенок колодца о грунт при его погружении с их внешней стороны делают уступ (рис. 13.13) и образующийся зазор заполняют раствором тиксотропной бентонитовой глины. Давление раствора глины поддерживает вертикальные стенки грунта.

Для облегчения погружения колодца нижнюю часть его оборудуют специальным ножом из стали (узел *1* на рис. 13.13).

В ряде случаев опускные колодцы устраивают сборной конструкции с вертикальным или горизонтальным членением на панели или кольца. Сборные элементы замоноличиваются.

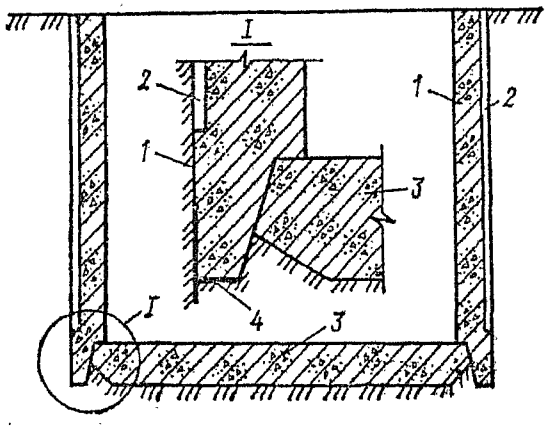


Рис. 13.13. Опускной колодец для устройства подземной части сооружения

1 — стенки колодца из железобетона; *2* — щель, заполненная раствором бентонитовой глины; *3* — железобетонное днище колодца; *4* — ножевая часть колодца из сварной стали

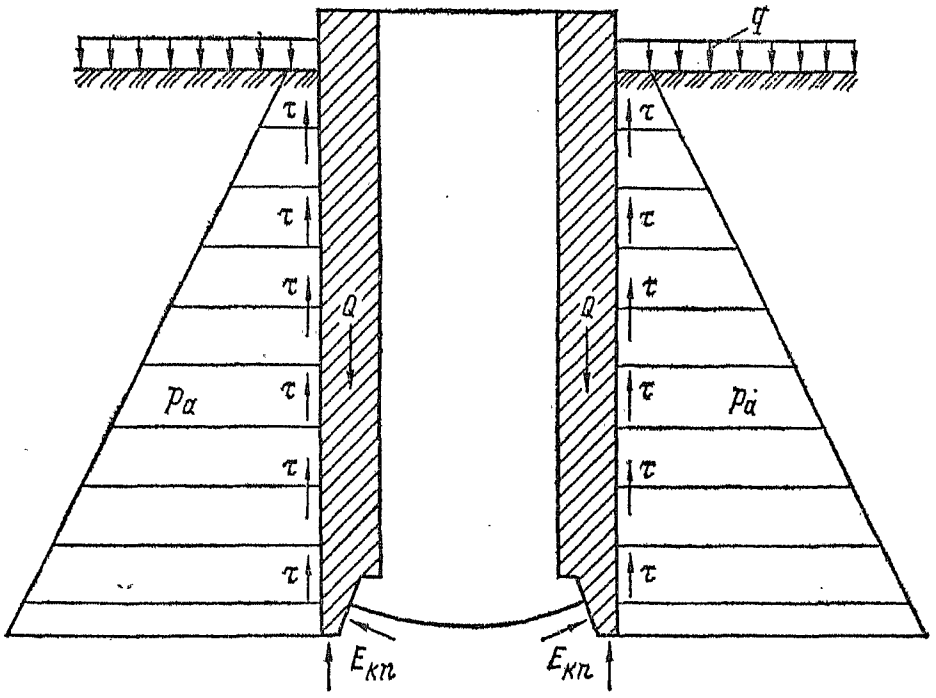


Рис. 13.14. Схема нагрузок, действующих на опускной колодец во время его погружения

13.4.3. Нагрузки, действующие на колодцы

Конструкции опускного колодца рассчитывают на усилия, возникающие в них как при погружении, так и при эксплуатации колодца. Во время погружения колодца на него действуют следующие основные нагрузки: давление грунта на стенки колодца p_a, реактивное давление грунта на его нож E_{kn} и собственный вес колодца Q (рис. 13.14).

При однородном грунте вокруг круглого колодца в каждой горизонтальной плоскости или при наличии в зазоре между его стенками и грунтом раствора тиксотропной глины боковая наружная поверхность колодца испытывает всестороннее равномерное давление. В таком случае в вертикальных сечениях колодца возникают напряжения сжатия, величина которых у внутренней боковой поверхности находится исходя из формулы Ляме по выражению

$$\sigma_{pr} = 2R^2 p_a/(R^2 - r^2), \qquad (13.6)$$

где R и r — наружный и внутренний радиусы опускного колодца; p_a — давление грунта или раствора тиксотропной глины на данной глубине с учетом коэффициента надежности по нагрузке.

Если задаться величиной σ_{pr}, то из выражения (13.6) можно получить значение требуемой толщины стенок опускного колодца:

$$a = r\left[\sqrt{\sigma_{pr}/(\sigma_{pr} - 2p_a)} - 1\right]. \qquad (13.7)$$

При негоризонтальном залегании слоев грунта, в случае навала колодца одной стороной на грунт в момент его опускания с перекосом, при несимметричной пригрузке его насыпью (или разгрузке выемкой) или же при одностороннем воздействии сейсмической нагрузки давление грунта на боковую наружную поверхность колодца будет неравномерным, что и учитывают при расчете.

Прямоугольные в плане опускные колодцы, в т. ч. многоячейковые (см. рис. 13.12), рассчитываются на изгиб как рамы с замкнутым контуром.

Реактивное давление грунта на нож колодца E_{kn} действует на него как на консоль. Вес колодца Q должен превышать сумму сил трения, развивающихся по его наружной боковой поверхности. Поскольку в неблагоприятных условиях возможно зависание колодца вследствие его заклинивания в верхней части, колодец армируют вертикальными стержнями из расчета зависания нижней трети колодца. Днище колодца рассчитывают на реактивное давление грунта и гидростатическое давление воды. Опускные колодцы, погружаемые ниже уровня подземных вод, проверяют на всплытие.

Для погружения колодцев можно использовать дополнительную нагрузку, создаваемую с помощью вертикальных анкеров, заделываемых в грунт намного ниже проектного положения колодца. Дополнительная нагрузка позволяет принимать меньшую массу колодца и гарантировать его погружение в заданном направлении.

13.4.4. Особенности погружения колодцев

Часть колодца, возводимую до его опускания, обычно располагают на временных подкладках. Погружение колодца начинают с симметричного относительно двух взаимно перпендикулярных осей удаления этих подкладок. В результате наступает момент, когда колодец будет опираться на четыре подкладки, которые должны удаляться одновременно. Такое опирание колодца иногда является расчетным.

В процессе опускания важно сохранять вертикальное положение колодца. Возникающие крены следует немедленно устранять. Выправление крена при еще небольшой глубине погружения колодца возможно путем опережающей разработки грунта и опережающей кладки колодца в той его части, которая опустилась на меньшую глубину.

Для разработки грунта в колодце применяют грейферы или экскаваторы с бульдозером, которые опускаются в колодец и заполняют ковш или бадью, поднимаемые башенным краном. При такой разработке грунта в колодец не должна поступать подземная вода, поэтому в зоне его опускания либо искусствен-

но понижают уровень подземных вод, либо устраивают водонепроницаемый экран до водоупора.

Разработка грунта механизмами (грейфером, эрлифтом) или иным способом возможна без водоотлива или устройства экрана. В этом случае в колодце поддерживают уровень воды, несколько превышающий уровень подземных вод, чтобы вместе с подземными водами в колодец не поступал (не наплывал) грунт, так как это ведет к последующей осадке поверхности грунта около колодца.

К недостаткам разработки грунта из-под воды относятся сложность контролирования этого процесса, неполное заполнение ковша грейфера, а также трудность удаления крупных включений (валунов, стволов деревьев), которые могут попасть под нож колодца. В таких случаях иногда применяют кессонный метод устройства фундаментов.

13.4.5. Особенности устройства фундаментов с помощью кессона

Сущность устройства фундаментов с помощью кессона заключается в отжатии подземных вод от места разработки грунта сжатым воздухом. Для этого на месте устройства фундамента делают кессон — большой ящик, перевернутый вверх дном (рис. 13.15). Кессон образует рабочую камеру, в которую могут опускаться рабочие и инженерный персонал. В рабочей камере по мере погружения ее в грунт повышают давление воздуха. Это давление уравновешивает давление подземных вод на данной глубине.

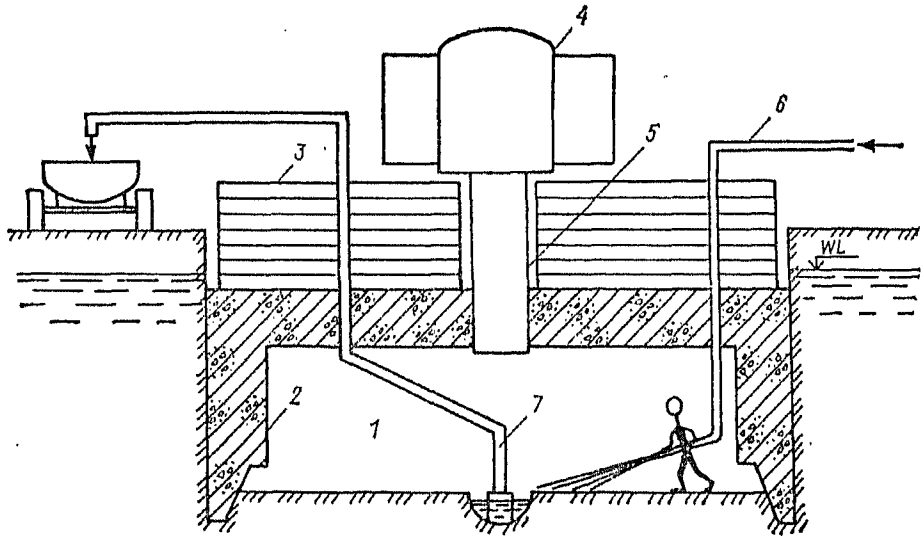


Рис. 13.15. Схематичный разрез по кессону

1 — рабочая камера; *2* — кессон; *3* — надкессонная кладка; *4* — шлюзовый аппарат с двумя шлюзами; *5* — шахта; *6* — трубопровод для подачи воды в гидромонитор; *7* — эрлифт

Над рабочей камерой делают шахту, на которую сверху устанавливают шлюзовой аппарат. Все эти устройства герметизируют. Рабочие входят в шлюз, где давление постепенно повышают до имеющегося в рабочей камере. На этот процесс затрачивается 5...15 мин, чтобы организм человека успел приспособиться к условиям повышенного давления. Продолжительность пребывания рабочих и инженеров при повышенном давлении воздуха строго лимитирована требованиями техники безопасности. Выход через шлюз требует примерно в 3...3,5 раза больше времени, чем вход. Все это удорожает работы по устройству фундаментов кессонным методом. Кроме того, из-за ограничения максимального давления кессон можно опустить на глубину не более 35...40 м. Применяют кессоны главным образом при наличии в грунте крупных включений или при необходимости опирания фундамента на неровную поверхность скалы.

Работы в кессоне максимально механизируют и даже автоматизируют. Для разработки грунта часто применяют гидромониторы, а для его удаления наружу — эрлифты.

После опускания кессона на проектную глубину рабочую камеру заполняют бетоном.

На кессон, кроме нагрузок, действующих на опускные колодцы, оказывают воздействие вес кладки и давление сжатого воздуха.

13.5. Оболочки, глубокие опоры и расчет оснований фундаментов глубокого заложения

13.5.1. Способы опускания оболочек и их конструкции

Поскольку опускные колодцы погружаются под действием собственного веса, нередко приходится их стенки делать значительно толще, чем требуется по расчету на прочность. В связи с этим возникла идея принудительного погружения колодцев. Такие конструкции приобрели новое качество — тонкие стенки. Их стали называть о б о л о ч к а м и или (при наружном диаметре 0,8...1,2 м) с в а я м и - о б о л о ч к а м и.

Сущность способа устройства фундаментов с помощью оболочек сводится к погружению в грунт мощными вибромолотами или низкочастотными вибропогружателями железобетонных труб диаметром 0,8...3 м. Под действием вибрации оболочка врезается в грунт на несколько метров. Для возможности дальнейшего погружения оболочки из нее извлекают грунт. После погружения одного звена оболочку наращивают,

Нижнее звено оболочки снабжается ножом. Звенья оболочки, имеющие фланцы, соединяют жестко на болтах или на сварке.

Железобетонные звенья длиной 6...10 м должны быть армированы продольными стержнями и спиралью. При необходимости повышенной трещиностойкости оболочек обязательно предварительное напряжение арматуры. Для изготовления оболочек используется бетон класса не ниже В40.

При достижении скальной породы через оболочку бурят скважину диаметром, равным внутреннему диаметру оболочки. Затем скважину и оболочку заполняют бетоном. Это позволяет заделывать фундамент в скальной породе.

В нескальных грунтах ниже оболочки можно делать уширение камуфлетными взрывами или разбуриванием полости в грунте.

Заполнение оболочки бетонной смесью осуществляют в два этапа. Сначала из забоя оболочки удаляют шлам (под забоем оставляют пробку из грунта высотой около 2 м) и в оболочку укладывают методом подводного бетонирования слой бетонной смеси толщиной 2...5 м. После того как уложенный бетон наберет необходимую прочность, воду из оболочки откачивают и дальнейшую укладку бетонной смеси (по всему сечению или только у стен с целью их утолщения) выполняют насухо. Виброгрейфер ВНИИГСа позволяет укладывать бетонную смесь жесткой консистенции.

Оболочки можно погружать на глубину 30 м и более. Такие оболочки способны передавать на грунт большие нагрузки (10 000 кН и более).

К недостаткам фундаментов из оболочек относится возникновение при их устройстве значительных колебаний грунта в пределах окружности радиусом, измеряемым иногда сотнями метров. В связи с этим оболочки не рекомендуется применять в застроенных районах городов.

13.5.2. Глубокие опоры (набивные столбы)

К фундаментам глубокого заложения относятся набивные столбы, выполняемые аналогично буронабивным сваям или методом «стена в грунте». Эти фундаменты обязательно доводят до плотных грунтов, так что они работают как стойки.

Набивные столбы изготовляют диаметром более 80 см либо с извлекаемой оболочкой, либо без оболочки. Иногда их делают с уширенной пятой (аналогично сваям, изготовляемым в грунте). Столбы, как правило, армируют только в верхней части.

Некоторыми особенностями обладают набивные столбы, выполняемые методом «стена в грунте» (см. п. 13.2.5). Для их

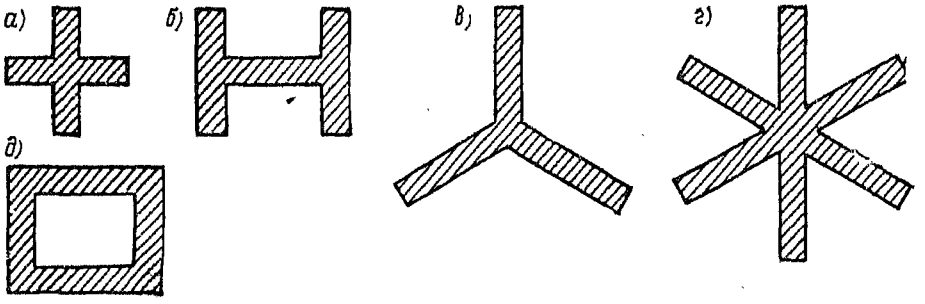


Рис. 13.16. Глубокие опоры (в плане), выполненные методом «стена в грунте»

изготовления в грунте устраивают под защитой глинистого раствора несколько прорезей, образующих в плане крест (рис. 13.16, *а*), двутавр (рис. 13.16, *б*), трилистник (рис. 13.16, *в*), звезду (рис. 13.16, *г*), замкнутый прямоугольник (рис. 13.16, *д*) и т. д. Затем эти прорези с помощью бетонолитной вертикально перемещающейся трубы заполняют бетонной смесью. Такие опоры могут выдержать сжимающую нагрузку в тысячи килоньютонов. Они хорошо воспринимают также изгибающие моменты и горизонтальные нагрузки.

Для лучшей сопротивляемости изгибу верхние участки глубоких опор армируют каркасами, которые выпускают для соединения с подземными конструкциями. Несущую способность глубоких опор оценивают как несущую способность свай, изготовленных соответствующим методом.

13.5.3. Особенности работы и расчет оснований фундаментов глубокого заложения

Фундаменты глубокого заложения обычно проектируют под тяжелые сооружения, так как для обеспечения нормальной эксплуатации последних в качестве их основания приходится выбирать плотные малосжимаемые грунты. Применение свай в этих случаях не всегда рационально, поскольку большая нагрузка требует забивки слишком большого числа свай. Кроме того, погружение длинных свай сложно и связано с необходимостью стыковки отдельных их звеньев. От фундаментов, возводимых в открытых котлованах, фундаменты глубокого заложения отличаются следующими основными особенностями:

сооружаются без вскрытия основания котлованами, при отрывке которых грунты ниже их дна разуплотняются с частичным нарушением природной структуры;

обеспечивают работу грунтов в основании под нагрузкой без развития выпора их вверх;

хорошо сопротивляются действию горизонтальной нагрузки;

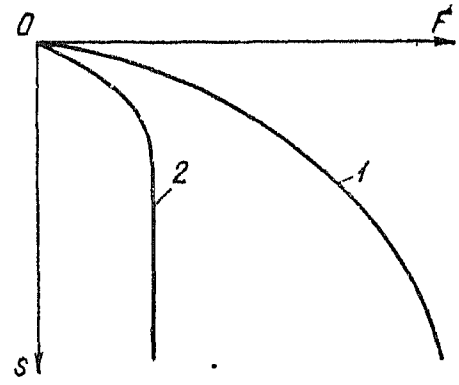


Рис. 13.17. Зависимость осадки фундамента глубокого заложения *1* и сваи *2* от нагрузки

передают вертикальную нагрузку на грунты основания через подошву (давлением) и боковые поверхности (трением).

При устройстве фундаментов методами опускного колодца, «стена в грунте» и с помощью кессона грунты основания в пределах небольшого объема частично разгружаются и потому несколько разуплотняются. Развитие процессов разуплотнения возможно также в массиве грунта по сторонам от фундамента глубокого заложения, если он отделен от грунта щелью, свободной или заполненной раствором бентонитовой глины.

Рассмотрим зависимость осадки фундамента глубокого заложения от нагрузки (кривая *1* на рис. 13.17). Эта зависимость имеет явно выраженный криволинейный характер. Для сравнения кривая *2* показывает развитие осадки забивной сваи. Как видно, сначала осадка сваи развивается в соответствии с криволинейной зависимостью s от F, затем происходит потеря устойчивости грунтов под сваей. Под фундаментами глубокого заложения при предельно допустимых осадках такое явление не возникает.

В. Г. Березанцев * считает, что в качестве «критического» можно принимать такое давление, при котором осадка фундамента глубокого заложения составляет 0,2 его ширины. Столь значительная осадка в подавляющем большинстве случаев недопустима, поэтому для фундаментов глубокого заложения необходимо, кроме проверки на прочность материала, производить расчеты по деформациям с учетом нелинейной зависимости между напряжениями и деформациями.

Нелинейность зависимости s от F обусловлена, по-видимому, увеличением объема грунта, подвергающегося уплотнению и пластическим деформациям.

При загрузке фундамента глубокого заложения возникающие зоны сдвигов *3* (рис. 13.18) будут передавать значительное давление на грунт, расположенный по сторонам от зоны наибольших напряжений в основании **, создавая в областях

* Основания и фундаменты/Н. А. Цытович, В. Г. Березанцев, Б. И. Далматов, М. Ю. Абелев. М.: Высш. школа, 1970.

** Далматов Б. И. Определение допускаемого давления на грунт по условию критического напряженного состояния//Науч. тр./ЛИСИ. 1951. Вып. 11.

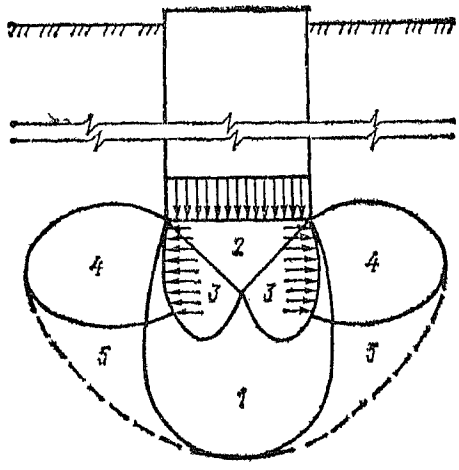


Рис. 13.18. Схема расположения зон уплотнения при значительном развитии зон сдвигов в основании фундамента глубокого заложения

4 напряженное состояние, способное вызывать уплотнение грунтов. Следовательно, возрастание нагрузки сопровождается увеличением как глубины зоны уплотнения *1* под фундаментом, так и зон уплотнения *4* по сторонам от зон сдвигов *3*. То и другое приводит к увеличению интенсивности возрастания осадки по сравнению с интенсивностью возрастания нагрузки. Поскольку зоны сдвигов передают напряжения не только в стороны, но и вниз, в т. ч. наклонно вниз, процесс уплотнения развивается и в зонах *5*. В зонах постепенно образующегося уплотненного ядра *2* и сдвигов *3* вследствие увеличения нормальных напряжений также развиваются деформации уплотнения.

Осадку фундаментов глубокого заложения можно определить методами нелинейной механики грунтов или по данным статических испытаний.

13.5.4. Действие горизонтальной нагрузки и момента

При действии горизонтальных сил и момента жесткий фундамент глубокого заложения будет поворачиваться относительно некоторой точки D (рис. 13.19). Повороту будет препятствовать сопротивление грунта не только по подошве фундамента, но и по его боковым поверхностям. Приведем вертикальные силы, действующие на фундамент, к центрально действующей нагрузке в плоскости подошвы $\sum F_v - T$, а горизонтальные силы и момент — к суммарной горизонтальной силе $\sum F_h$ с плечом λ относительно горизонтальной оси, проходящей через центр тяжести подошвы фундамента. Здесь T — сумма сил трения по боковым поверхностям фундамента (на рис. 13.19 не показана).

Поворот фундамента зависит от положения центра вращения (точки D). Когда суммарная горизонтальная сила $\sum F_h$ действует относительно высоко, центр вращения находится в пределах нижней части фундамента (рис. 13.19, *а*). При действии силы $\sum F_h$ в пределах нижней части фундамента центр вращения опускается ниже его подошвы (рис. 13.19, *б*). Наконец, когда сила $\sum F_h$ приложена ниже подошвы фундамента,

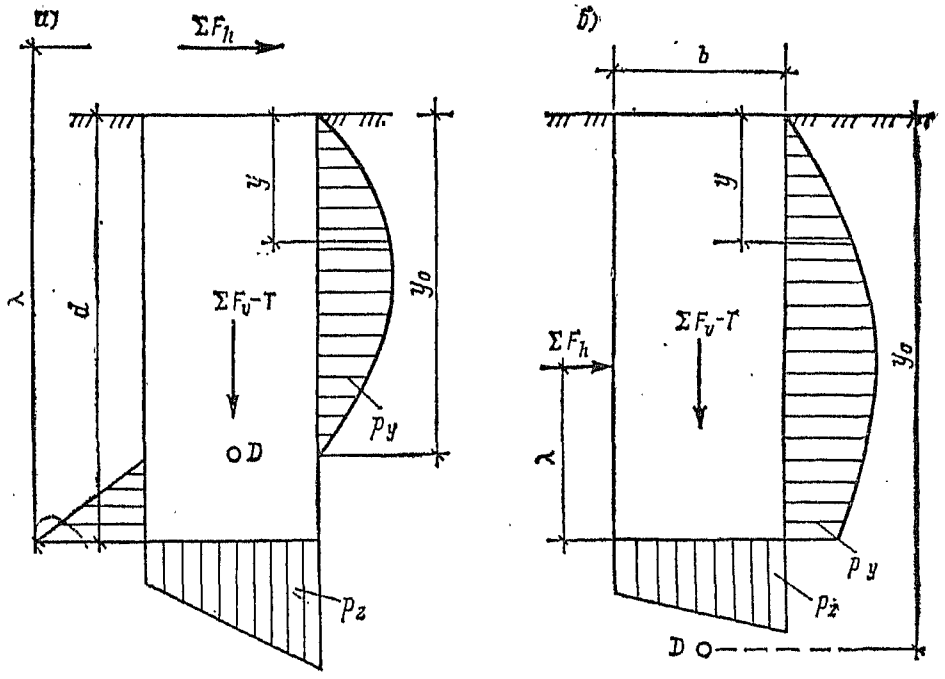


Рис. 13.19. Схемы к расчету фундамента глубокого заложения на действие горизонтальной нагрузки при различном положении точки D

центр вращения оказывается выше его обреза. Такой случай встречается редко и здесь не рассматривается.

Расположение точки D на оси фундамента возможно только в том случае, если горизонтальные силы прикладываются после развития вертикальных деформаций под действием сил $\sum F_v - T$.

Сумму сил трения T обычно находят по выражению

$$T = fu\,(d - 2{,}5),$$

где f — средняя удельная сила трения по боковой поверхности фундамента, кН/м^2; u — периметр горизонтального сечения фундамента, м; d — глубина заложения подошвы фундамента, м.

Из глубины заложения подошвы фундамента вычитают 2,5 м, так как принимается, что в пределах верхних 5 м силы трения по боковой поверхности фундамента нарастают от 0 до значения f, действующего по всей остальной части высоты фундамента.

В результате поворота фундамента относительно точки D по его боковым граням возникает реактивное давление, эпюры которого показаны на рис. 13.19. При этом податливость грунта в вертикальном направлении обычно оценивают коэффициентом постели C_z (см. формулу (10.22)), а в горизонтальном направлении — коэффициентом постели C_y линейно возрастающим с глубиной. В таком случае

$$C_y = my, \qquad (13.8)$$

где m — коэффициент постели в горизонтальном направлении на глубине, равной 1 м.

Коэффициент деформации системы фундамент — грунт, характеризующий соотношение жесткостей грунтового основания и фундамента, выражается формулой

$$\alpha = \sqrt[5]{ml/(EI)}, \qquad (13.9)$$

где l — размер фундамента, перпендикулярный плоскости действия момента; EI — изгибная жесткость фундамента.

Если $\alpha d \leqslant 2{,}5$, фундамент считают обладающим бесконечно большой жесткостью.

При относительно гибких фундаментах учитывают деформацию изгиба самого фундамента.

13.6. Анкерные крепления

13.6.1. Типы анкерных креплений

Для передачи на грунт выдергивающего усилия устраивают анкерные крепления (анкеры). Анкеры состоят из трех основных элементов (рис. 13.20, *а*): рабочей части *4*, анкерной тяги *3* и стопорного устройства *2*, закрепляющего тягу. Анкерные тяги обычно делают из стальных стержней, пряди проволок и т. п. Различают анкеры наклонные, горизонтальные и вертикальные.

Наклонные анкеры часто применяют для закрепления различных ограждений стенок котлованов. Их длина обусловливается размерами призмы обрушения, за пределами которой они должны заделываться, и глубиной расположения относительно прочного грунта (рис. 13.20).

Горизонтальные анкеры устраивают при креплении стен неглубоких котлованов (рис. 13.21, *а*).

Вертикальные анкеры применяют главным образом как ра-

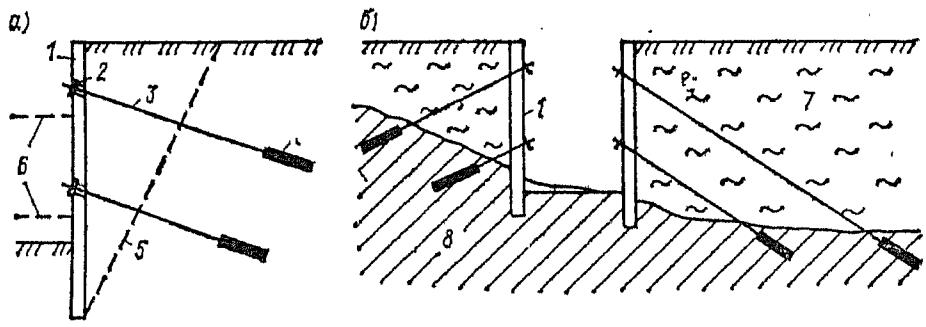


Рис. 13.20. Схемы крепления стен котлованов наклонными анкерами

а — в однородном грунте; *б* — в плотном грунте; *1* — «стена в грунте»; *2* — стопорное устройство; *3* — анкерная тяга; *4* — рабочая часть анкера; *5* — призма обрушения; *6* — глубина разработки грунта в котловане перед постановкой очередного анкера; *7* — слабый грунт; *8* — плотный грунт

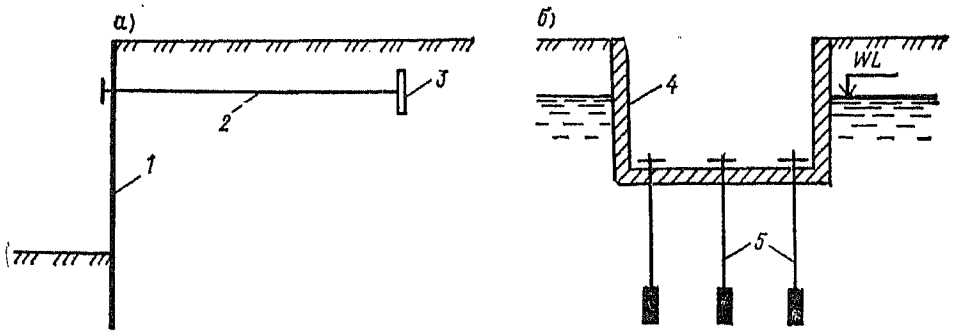


Рис. 13.21. Схемы анкеров

1 — шпунтовая стенка; *2* — анкерная тяга; *3* — анкерная плита; *4* — сооружение, неустойчивое на всплытие; *5* — буровые цилиндрические анкеры

ботающие на выдергивание части фундаментов, а также для пригрузки опускных колодцев при их погружении или для удержания сооружения от всплытия (рис. 13.21, *б*).

В зависимости от способа изготовления различают анкеры засыпные, буровые, завинчиваемые и забивные.

Засыпные анкеры заглубляют в грунт путем отрывки траншей, которые после устройства анкера засыпают грунтом с тщательным трамбованием. Иногда такие анкеры делают частично забивными: забивают вертикально или наклонно рабочую часть анкера и к ней крепят анкерную тягу.

Буровые анкеры широко применяют при устройстве наклонных и вертикальных анкеров.

Завинчиваемые анкеры устанавливают редко. Их используют в качестве инвентарного оборудования (например, при испытании свай и т. п.).

Забивные анкеры применяют при большой толще слабых грунтов, в которых другие анкеры неэффективны.

При устройстве рабочей части бурового анкера необходимо надежно заделать ее в грунте. С этой целью ее делают цилиндрической, с уширением или инъекционной.

Анкеры цилиндрические (рис. 13.22, *а*) просты в изготовлении, однако часто имеют сравнительно невысокую несущую способность. Для их устройства бурят под защитой обсад-

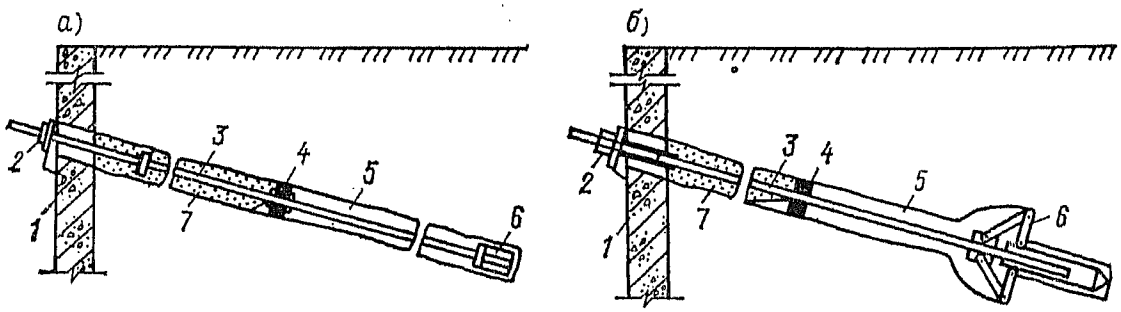


Рис. 13.22. Конструкция бурового цилиндрического анкера (*а*) и анкера с уширением в рабочей части (*б*)

1 — ограждающая стенка; *2* — стопорное устройство; *3* — тяга; *4* — уплотнительный диск; *5* — цементный раствор; *6* — анкеровка тяги; *7* — песок

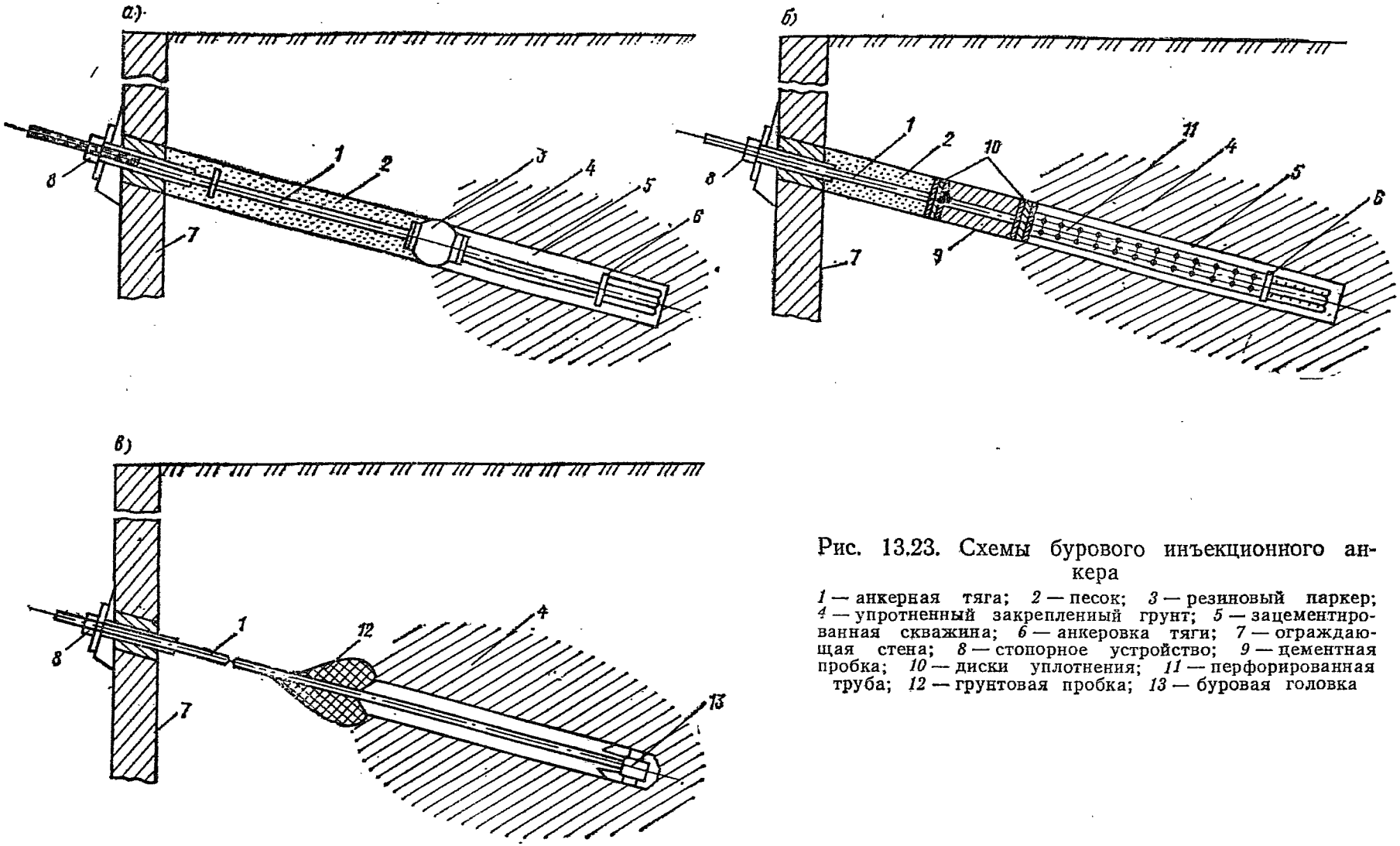


Рис. 13.23. Схемы бурового инъекционного анкера

1 — анкерная тяга; *2* — песок; *3* — резиновый паркер; *4* — упротненный закрепленный грунт; *5* — зацементированная скважина; *6* — анкеровка тяги; *7* — ограждающая стена; *8* — стопорное устройство; *9* — цементная пробка; *10* — диски уплотнения; *11* — перфорированная труба; *12* — грунтовая пробка; *13* — буровая головка

ной трубы, раствора тиксотропной глины или без крепления наклонную скважину диаметром 100...150 мм. В нее устанавливают трубку для подачи раствора в забой и анкерную тягу с анкерным устройством на конце. Для центрирования тяги применяют ограничители. На месте расположения верха цилиндрической рабочей части в скважину помещают уплотнительный диск. Через трубку в скважину нагнетают раствор, по мере подачи которого извлекают обсадную трубу до уплотнительного диска. Затем скважину заполняют песком с водой (рис. 13.22). После набора раствором необходимой прочности устанавливают стопорное устройство и производят натяжение анкера. Усилие в анкере может фиксироваться датчиками сопротивления.

Анкеры с уширением (рис. 13.22, *б*) устраивают аналогично рассмотренным, только в скважине делают уширение разбуриванием или камуфлетным взрывом.

Анкеры инъекционные (рис. 13.23) устраивают аналогично цилиндрическим с подачей в скважину цементного раствора. Различают анкеры одноразовой и анкеры повторной инъекции раствора.

Для устройства анкеров одноразовой инъекции бурят скважины, в которые погружают обсадную трубу (иногда обсадная труба с теряемым башмаком вдавливается в грунт). В нее устанавливают анкерную тягу с уширенной анкерной частью. Обсадная труба закрывается специальным колпаком, и в рабочую зону нагнетается цементный раствор под давлением 1...1,5 МПа с одновременным поднятием трубы на 0,5 м. Этот процесс продолжается в пределах всего корня анкера.

Повторную инъекцию (на следующий день после первой) для увеличения несущей способности анкера производят под давлением 3...4 МПа через специально установленную перфорированную трубку. Перед этим в трубку нагнетают воду под давлением 4...6 МПа для разрыва раствора, затвердевшего после первой инъекции. На восьмой день после инъекции производят испытание анкера и его закрепление стопорным устройством.

Расчет анкерных креплений изложен в работе А. Я. Будина «Тонкие подпорные стенки».

14. ФУНДАМЕНТЫ НА СТРУКТУРНО-НЕУСТОЙЧИВЫХ ГРУНТАХ

14.1. Общие положения

Опыт строительства и эксплуатации многих зданий и сооружений показывает, что при определенных инженерно-геологических условиях эти здания иногда получают резко неравномерные осадки, которые приводят их к деформации и даже

разрушению. Такие явления особенно часто наблюдались в районах распространения структурно-неустойчивых грунтов, к которым, как отмечено в п. 3, относятся лессовые грунты, мерзлые и вечномерзлые грунты, пески, находящиеся в рыхлом состоянии, илы и чувствительные суглинки и глины, а также набухающие грунты.

Нарушение структуры грунтов происходит при физических и механических воздействиях.

К основным физическим воздействиям относятся увлажнение грунтов (лёссов и набухающих глин), оттаивание грунтов (мерзлых), химическая и механическая суффозия, выветривание. Такие воздействия опасны, когда при разрушении структурных связей грунты теряют свою прочность и резко увеличивают деформативность.

К основным механическим воздействиям относятся приложение внешней нагрузки, динамические импульсы (вибрация, колебания при ударах и др.), перемятие грунтов. Особенно чувствительны к механическим воздействиям несвязные и слабосвязные грунты (рыхлые пески, слабые, насыщенные водой пылевато-глинистые грунты, илы, заторфованные грунты и др.).

При приложении внешней нагрузки к структурно-устойчивым грунтам происходит одновременно частичное нарушение их структуры и уплотнение грунтов с образованием новых связей, в результате чего существенно увеличивается их прочность. При приложении внешней нагрузки к структурно-неустойчивым грунтам разрушение структурных связей в них происходит быстрее, чем возникновение новых связей вследствие медленного развития уплотнения. Это приводит к лавинному процессу разрушения структурных связей, ведущему к развитию просадки, т. е. осадки, не связанной с процессом постепенного уплотнения.

При использовании структурно-неустойчивых грунтов в качестве основания сооружений рассматривают условия, при которых возможно нарушение их природной структуры и развитие просадки, и принимают меры, исключающие развитие такого рода деформаций.

14.2. Использование слабых грунтов в качестве оснований сооружений

К слабым грунтам относятся насыщенные водой сильносжимаемые грунты, которые при обычных скоростях приложения нагрузок на основания теряют свою прочность, вследствие чего уменьшается их сопротивляемость сдвигу и возрастает сжимаемость. Такими грунтами являются очень пористые чувствительные глины, имеющие показатель текучести $I_L \geqslant 0{,}75$,

В то же время в условиях естественного залегания рассматриваемые грунты способны воспринимать медленно возрастающие нагрузки.

В нашей стране к слабым грунтам можно отнести иольдиевые глины, ленточные глины озероледникового происхождения и некоторые другие грунты. Такие грунты очень чувствительны к перемятию, которое ведет к уменьшению их сцепления и угла внутреннего трения, а также к увеличению сжимаемости в 2...3 раза и более.

В качестве примера рассмотрим развитие деформаций ленточных глин в основании Государственного академического театра оперы и балета им. С. М. Кирова в Ленинграде в процессе его реконструкции. В результате таких деформаций задняя стена сценической части театра получила дополнительную осадку примерно 100 мм без увеличения нагрузки. Осадка была обусловлена погружением путем вдавливания в основание здания свай-оболочек диаметром 880 мм с открытым нижним концом без извлечения грунта из их полости. При проходке слоя пылеватых песков в полости оболочки образовалась грунтовая пробка, которая в дальнейшем приводила к выдавливанию ленточных глин в стороны и их перемятию. Сваи-оболочки погружали на глубину 16 м на расстоянии около 3 м от фундамента задней стены сцены. Осадка нарастала в процессе их вдавливания и в последующий период. Существующий фундамент стены имел естественное основание, сложенное слоем пылеватых песков толщиной 2...3 м, подстилаемым ленточной глиной. При сохранении природной структуры такие глины служат основанием многих зданий и, в частности, они выдерживали нагрузку от здания театра до его реконструкции свыше 100 лет.

Еще более чувствительны к перемятию очень пористые насыщенные водой илы и иольдиевые глины. При приложении внешней нагрузки к этим грунтам давление развивается как в скелете грунта, так и в поровой воде, перемещение которой в стороны от приложенной нагрузки приводит к возникновению гидродинамического давления, уменьшающего устойчивость грунтов в основании. Это способствует развитию зон сдвигов. Нарушение природной структуры грунта при сдвигах ведет к снижению его прочности и одновременно к увеличению сжимаемости.

Известно, что непосредственно на таких грунтах возводить фундаменты нельзя. В этих случаях обычно устраивают песчаную подушку, которая не только уменьшает интенсивность давления от фундамента, но и плавно распределяет его по кровле слоя слабых грунтов, снижая возможность образования зон сдвигов (пластических деформаций) и тем самым уменьшая перемятие грунтов. Кроме того, песчаная подушка частично способствует изменению направления фильтрации воды вверх, т. е. уменьшает гидродинамическое давление, направленное из-под

фундамента в стороны. Еще большего эффекта добиваются, когда под подушкой устраивают вертикальные дрены (см. п. 12.3.4).

Аналогичным образом деформируются и заторфованные грунты с сильно разложившимися органическими остатками, утратившими свою волокнистость. Возводить ответственные сооружения на такого рода грунтах небезопасно. В связи с этим слабые грунты часто прорезают сваями или устраивают фундаменты глубокого заложения. Однако при строительстве сравнительно легких зданий и сооружений на большой толще слабых грунтов обычно принимают более дешевые решения — устраивают искусственно улучшенные основания (см. п. 12).

Исключить развитие значительных и неравномерных осадок при строительстве на слабых грунтах не всегда удается. При этом невозможно заранее предсказать форму деформации сооружения. По этой причине стремятся уменьшать давление, передаваемое на грунты основания. Этого добиваются, в частности, путем устройства под зданием или сооружением сплошной плиты. Другим методом уменьшения давления на грунты основания является проектирование подвалов и подземных этажей. При определенных условиях фундамент можно сделать плавающим (вес извлекаемого грунта при устройстве такого фундамента равен весу сооружения). Сооружение на плавающем фундаменте не должно вызывать уплотнения грунтов основания, так как напряжения в них не превышают природных. Однако вследствие разгрузки основания при отрывке котлована происходит, как сказано в п. 9.2.3, разуплотнение грунтов. В связи с этим в пределах величины поднятия дна котлована будут развиваться осадки разуплотнения. Необходимо помнить, что структура слабых грунтов очень легко нарушается во время производства котлованных работ (см. п. 9.2), поэтому следует принимать меры к ее сохранению.

При использовании слабых грунтов в основании сооружения надо проявлять заботу о сохранении в них напряженного состояния, возникшего после приложения нагрузок, в течение всего периода его эксплуатации. Напряженное состояние в слабых грунтах может изменяться при возведении тяжелых сооружений около существующих, выполнении подсыпки территории, понижении уровня подземных вод и в других случаях. Особенно тяжелые последствия могут наблюдаться при опускании уровня подземных вод ниже слоев заторфованных грунтов и торфов. В образующейся при этом зоне аэрации развиваются процессы гниения органических остатков, которые приводят к медленно развивающейся просадке сооружения.

В результате изменения напряженного состояния грунтов могут также появиться дополнительные осадки свайных фунда-

ментов вследствие возникновения отрицательного трения (см. п. 11.2.7).

Учитывая возможность значительных неравномерностей осадок зданий и сооружений, имеющих в основании слои слабых грунтов, иногда предусматривают уменьшение чувствительности несущих конструкций к неравномерным осадкам (см. п. 9.3). Кроме рассмотренных ранее основных мер по снижению чувствительности конструкций к неравномерным осадкам, заключающихся в повышении гибкости конструкций за счет осадочных швов и разрезки многопролетных строений, а также в увеличении их прочности, используют следующие приемы:

проектируют здания простой конфигурации в плане (прямоугольные, круглые), поскольку при наличии изломов здания в плане образующиеся входящие углы получают, как правило, наибольшую осадку, а в примыкающих друг к другу прямоугольных в плане частях здания возникают дополнительно деформации скручивания;

проектируют равноэтажные здания или более высокие части сооружения предусматривают в тех местах, где ожидается меньшая осадка;

придают зданиям и сооружениям строительный подъем на величину всей или части ожидаемой осадки с учетом ее неравномерностей, т. е. располагают фундаменты выше, чем это требуется для условий нормальной эксплуатации; в таком случае после развития ожидаемых осадок здание будет занимать проектное положение;

предусматривают в конструкциях здания увеличенные с учетом ожидаемых неравномерностей осадки габаритные размеры для возможности рихтовки подкрановых путей, направляющих лифтов и др. (если это не сделать, то рихтовка подкрановых путей может привести к тому, что мостовой кран станет задевать за нижний пояс фермы);

оставляют над вводами в здание отверстия, чтобы стены оседающего здания не давили на трубопроводы; канализационные выпуски делают с уклонами, превышающими неравномерность осадки поверхности грунта около здания.

В некоторых случаях, кроме перечисленных мер и приемов, предусматривают следующие конструктивные решения: устанавливают каркасные здания на фундаменты так, чтобы в случае неравномерных осадок можно было поднять колонны домкратами; укладывают под фундаменты высоких зданий резиновые пневматические подушки, которые позволяют уменьшить крен; располагают входы в лифты высоких зданий по направлению продольной оси здания, увеличивая размеры шахты в поперечном направлении на величину ожидаемого смещения верха шахты при крене здания (такой прием позволяет нейтрализовать влияние крена, развивающегося в поперечном направлении зда-

ния). Возможны и иные решения в зависимости от ожидаемых неравномерностей осадок и особенностей самого сооружения.

Рассмотренные приемы уменьшения чувствительности несущих конструкций к неравномерным осадкам используются при строительстве и на других структурно-неустойчивых грунтах (см. далее).

К слабым грунтам относятся также пески, находящиеся в рыхлом состоянии. Даже при залегании ниже уровня грунтовых вод такие пески неплохо сопротивляются статической нагрузке, если передаваемое на них давление не превышает расчетного. Однако при динамических воздействиях, они разжижаются и уплотняются. Этот вопрос освещается в п. 15.

14.3. Фундаменты на просадочных и набухающих грунтах и на подрабатываемых территориях

14.3.1. Оценка деформируемости толщи лёссовых грунтов

В п. 3.2 было отмечено, что лессовые грунты обладают способностью уменьшаться в объеме при замачивании. Такое свойство грунтов приводит к просадке их поверхности. Поэтому при проектировании оснований, сложенных толщей лёссовых грунтов, вычисляют раздельно осадку от загрузки фундамента s_F, определяемую исходя из природного состояния грунтов, и его просадку s_{sl} при замачивании. Суммарная их величина $s = s_F + s_{sl}$ и суммарная неравномерность осадки не должны превышать предельно допустимых значений, установленных СНиП 2.02.01—83, т. е. должны удовлетворяться условия (9.5) и (9.6).

Величину осадки фундамента s_F определяют как и на непросадочных грунтах (см. п. 7). Просадку же лёссовой толщи (рис. 14.1) находят по выражению

$$s_{sl} = \sum_{i=1}^{n} \varepsilon_{sl.\,i} h_i k_{sl.\,i}, \qquad (14.1)$$

где n — число слоев просадочной толщи до глубины, на которой при давлении $\sigma_{zp} + \sigma_{zg}$ коэффициент относительной просадочности $\varepsilon_{sl} = 0{,}01$; $\varepsilon_{sl.\,i}$ — относительная просадочность грунта i-го слоя при давлении в середине его, равном $\sigma_{zp} + \sigma_{zg}$; h_i — толщина i-го слоя грунта (не более 2 м); $k_{sl.\,i}$ — коэффициент условий работы основания, зависящий от выпирания грунта из-под фундамента в стороны, происходящего одновременно с просадкой при замачивании.

Для широких фундаментов ($b \geqslant 12$ м) и для любых фундаментов на глубине более $1{,}5b$ (b — ширина фундамента) коэффициент k_{sl} принимают равным 1; для ленточных фундаментов

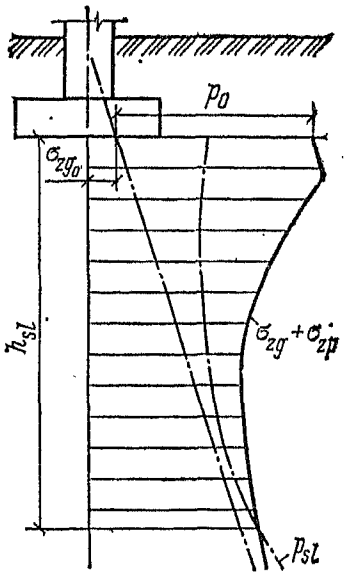


Рис. 14.1. Схема эпюр $\sigma_{zg} + \sigma_{zp}$ и p_{sl} для определения просадки лёссовой толщи

шириной до 3 м и отдельных прямоугольных фундаментов шириной до 5 м включительно на глубине менее $1{,}5b$ коэффициент k_{sl} определяют по формуле

$$k_{sl} = 0{,}5 + 1{,}5\,(p_{II} - p_{sl.\,i})/p_k, \qquad (14.2)$$

где p_{II} — среднее давление по подошве фундамента при расчете по второй группе предельных состояний, кПа; $p_{sl.\,i}$ — начальное просадочное давление для слоев, залегающих в пределах глубины, равной ширине подошвы фундамента, кПа; p_k — давление, равное 100 кПа.

Для нахождения просадочной толщи строят суммарную эпюру природных σ_{zg} и дополнительных σ_{zp} напряжений по глубине основания и эпюру начальных просадочных давлений p_{sl}. В слоях, где $p_{sl} > \sigma_{zg} + \sigma_{zp}$, просадка по СНиП 2.02.01—83 не учитывается. В таком случае на рис. 14.1 просадочной является толща h_{sl}. При определении σ_{zp} необходимо учитывать влияние загружения соседних фундаментов.

В СНиПе даются указания по определению просадки грунта при неполном увлажнении основания и замачивании части основания под фундаментом. Такие расчеты имеют малую точность, так как размеры зоны замачивания зависят от многих факторов, в т. ч. от характера водопроницаемости отдельных слоев, включая подстилающие. В связи с этим при проектировании просадку целесообразно определять при полном замачивании толщи лёссовых грунтов.

Для правомерности расчета осадок фундаментов исходя из линейной зависимости между напряжениями и деформациями необходимо, чтобы среднее давление по подошве центрально загруженных фундаментов не превышало расчетного сопротивления грунта основания, определяемого по формуле (9.11), т. е. выполнялось условие (9.10). При этом в случае возможности замачивания просадочных грунтов значения φ_{II} и c_{II} определяют для грунта в водонасыщенном состоянии или в состоянии вероятного увлажнения.

Если принять, что коэффициент относительной просадочности находится приблизительно в линейной зависимости от давления, то при начальном просадочном давлении $p_{sl} \leqslant 100$ кПа просадка 3...5-метровой толщи лёссовых грунтов обычно будет составлять около 5 см. К этой просадке надо добавить еще осадку от уплотнения. Полученное суммарное вертикальное перемещение в подавляющем большинстве случаев будет превышать предельно допустимую осадку, т. е. условие (9.5) или (9.6).

не будет выдержано, тем более при II типе толщи лёссовых грунтов по просадочности. По этой причине при наличии в основании лёссовых грунтов приходится решать вопрос об устройстве искусственных оснований или о мерах по полному исключению замачивания.

14.3.2. Основные способы устройства фундаментов в условиях лёссовых грунтов

При проектировании фундаментов надо прежде всего знать тип толщи лёссовых грунтов по просадочности и глубину, в пределах которой грунты обладают просадочностью при давлениях, возникающих в основании. Обычно просадку определяют при давлении 0,3—0,25 МПа. Если условие (9.5) или (9.6) не выполняется, выбирают способ устранения просадочности лёссовой толщи.

При I типе толщи лёссовых грунтов по просадочности под действием собственного веса и мощности ее не более 5 м для устранения просадочности применяют следующие способы:

снижение давления по подошве фундаментов малоэтажных зданий до величины, при которой в основании на всех глубинах просадочной толщи напряжение меньше начального просадочного давления;

уплотнение грунтов тяжелыми трамбовками; поскольку фундаменты обычно заглубляют на 1,5...2 м, толщина остающегося под ними слоя грунтов, обладающих просадочными свойствами, не превышает 3...4 м (рис. 14.2, *а*), такой слой можно уплотнить тяжелыми трамбовками после доведения влажности грунта до оптимальной (вес трамбовки подбирают в пределах 50...100 кН и более);

устройство уплотненной подушки из местного грунта; такой прием целесообразен, если нельзя уплотнить просадочный лёссо-

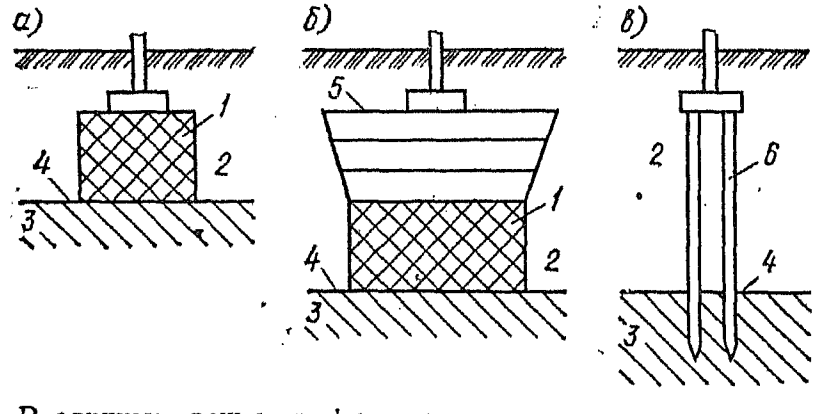


Рис. 14.2. Различные решения фундаментов при наличии толщи лёссовых грунтов I типа по просадочности

1 — уплотненный грунт; *2* — просадочный грунт; *3* — непросадочный грунт; *4* — нижняя граница просадочного грунта; *5* — подушка из грунта, уплотненного послойно; *6* — сваи

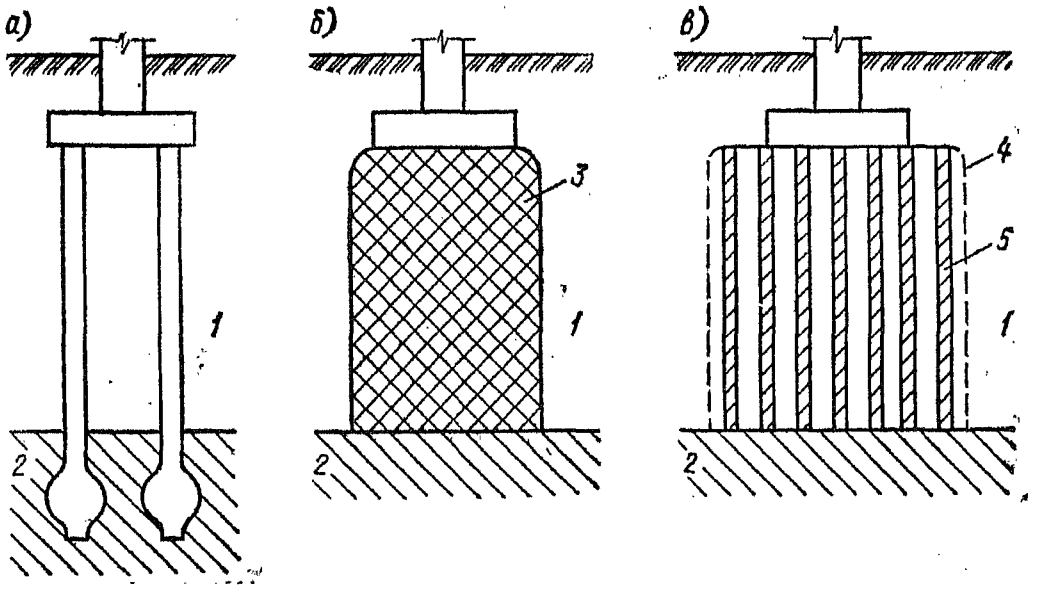


Рис. 14.3. Различные решения фундаментов при наличии толщи лёссовых грунтов II типа по просадочности

1 — просадочный грунт; *2* — непросадочный грунт; *3* — зона закрепления; *4* — зона уплотнения; *5* — грунтовые сваи

вый грунт на требуемую глубину: подушку делают над слоем грунта, уплотненного тяжелыми трамбовками или иными способами (рис. 14.2, *б*);

изготовление коротких набивных свай или забивку пирамидальных свай;

устройство набивных фундаментов в вытрамбованных котлованах (см. рис. 12.9);

забивка железобетонных свай с прорезкой всей просадочной толщи грунтов и передачей давления на подстилающие непросадочные грунты (рис. 14.2, *в*).

Иногда в целях экономии под искусственно улучшенным основанием оставляют часть слоя просадочного грунта. При местном замачивании это может привести к критическим неравномерностям осадок, даже если конечные их значения будут находиться в допустимых пределах. В таком случае следует рассматривать наихудшие условия местного замачивания: например, грунт подвергается замачиванию только под угловым или только под наиболее нагруженным фундаментом.

При II типе толщи лёссовых грунтов по просадочности для устранения ее применяют следующие способы:

прорезку просадочной толщи забивными железобетонными сваями (см. рис. 14.2, *в*);

устройство буронабивных свай с уширенной пятой (рис. 14.3, *а*);

закрепление грунтов * (рис. 14.3, *б*);

---

* Вопросы уплотнения и закрепления грунтов рассмотрены в п. 12.

уплотнение грунтов тяжелыми трамбовками весом более 100 кН (рис. 14.2, *а*) и в сочетании с грунтовой подушкой (рис. 14.2, *б*);

уплотнение грунтов грунтовыми сваями (рис. 14.3, *в*);

уплотнение грунтов предварительным замачиванием и взрывами в скважинах (см. рис. 12.4) с последующим уплотнением 3...5-метровой толщи подводными взрывами или тяжелыми трамбовками.

Могут применяться и другие методы прорезки, уплотнения или закрепления просадочных лёссовых грунтов.

14.3.3. Конструктивные решения при сохранении в основании просадочности грунтов

Применение перечисленных в предыдущем пункте мероприятий связано с затратой иногда значительных средств, поэтому при застройке территорий относительно легкими зданиями, не имеющими развитого водного хозяйства, иногда целесообразно устранить возможность замачивания лёссовых грунтов в основании сооружений. При этом должны исключаться поступление любых вод в грунт (дождевых, хозяйственных, производственных, грунтовых при поднятии их уровня) и накопление влаги вследствие изменения природных условий испарения ее с поверхности грунта.

Чтобы устранить поступление в грунт дождевых вод, предъявляют особые требования к планировке территории застройки. Обычно наилучшим решением является сохранение природного рельефа местности и дернового покрова. Для удаления дождевых вод с территории застройки используют кюветы, канавы или систему ливневой канализации. Особое внимание уделяют отводу дождевых вод от фундаментов за пределы ранее отрывавшегося котлована. С этой целью тщательно трамбуют обратную засыпку при оптимальной влажности и устраивают водонепроницаемую отмостку, с которой воду отводят лотками в кюветы или канализацию (рис. 14.4).

Напорные трубопроводы водопровода и теплофикации делают из стальных труб, допускающих искривление при случайных местных просадках грунтов. Под трубопроводами канализа-

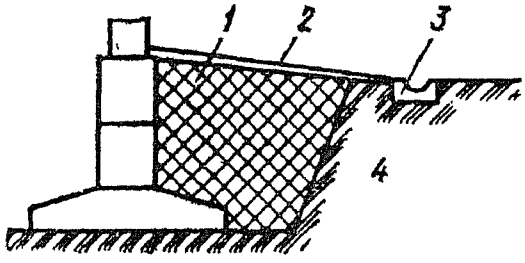


Рис. 14.4. Схема устройства отмостки
1 — грунт обратной засыпки, тщательно утрамбованный; *2* — водонепроницаемая отмостка; *3* — лоток для отвода воды; *4* — просадочный грунт

ции устраивают водонепроницаемые лотки, которыми отводят воду в смотровые колодцы.

Опыт строительства свидетельствует, что даже при тщательном выполнении мер по исключению замачивания водой грунтов в отдельных случаях может происходить местное замачивание, в том числе и в результате аварий трубопроводов. Поэтому применяют дополнительный комплекс мер и приемов, позволяющих либо уменьшать чувствительность конструкций к неравномерным осадкам (см. п. 9.3 и 14.2), либо быстро устранять возникшие неравномерности осадок (рихтовка подкрановых путей и лифтов, поднятие колонн домкратами и др.). Иногда крен сооружений, возникший из-за одностороннего замачивания грунта, уменьшают путем увлажнения грунта с другой стороны фундамента.

14.3.4. Фундаменты на набухающих и дающих усадку грунтах

К набухающим грунтам, как правило, относятся глины и суглинки, содержащие монтмориллонит. Иногда пылевато-глинистые грунты набухают при воздействии на них химических отходов производства (раствор серной кислоты и др.).

Набухание грунтов происходит при их увлажнении и характеризуется относительным набуханием ε_{sw} и давлением набухания p_{sw} (см. п. 3.4.3). Эти же грунты при уменьшении влажности (высыхании) испытывают усадку, которая характеризуется относительной усадкой ε_{sh}.

В южных странах (Индия, Судан и др.), а также в отдельных районах Средней Азии набухающие грунты залегают с поверхности. Ежегодно в период дождей они набухают, а в засушливое время получают большую усадку в результате чего в поверхностном слое образуются трещины с раскрытием до 0,3 м глубиной до 2 ... 2,5 м. При увлажнении трещины смыкаются и поверхность грунта поднимается вверх до 0,2 ... 0,3 м. В указанных условиях деформации набухания и усадки испытывает только верхний слой — слой аэрации. Однако при нарушении температурно-влажностного режима в верхней части слоя грунта могут произойти изменения объема грунта и ниже зоны сезонных колебаний влажности. По мере поступления воды на глубину ниже слоя аэрации постепенно будут развиваться деформации набухания. Этот процесс под фундаментами проходит тем интенсивнее, чем большей водопроницаемостью обладают обратная засыпка грунта и тело фундамента.

Таким образом, при проектировании фундаментов надо решить две задачи: исключить воздействие набухания и усадки слоя сезонного увлажнения и высыхания и обеспечить неизменность объема грунта под фундаментами или добиться, чтобы

перемещения фундаментов при набухании указанного грунта были меньше предельно допустимых.

В соответствии со СНиП 2.02.01—83 предельно допустимые подъемы поверхности основания не должны быть более 25 % предельно допустимых осадок, а неравномерность поднятий — 50 % величины предельно допустимых неравномерностей осадок. Сниженные значения предельно допустимых деформаций при набухании создают условия, при которых часто набухание грунтов под фундаментами недопустимо.

Величина поднятия основания h_{sw} при набухании грунтов определяется по формуле

$$h_{sw} = \sum_{i=1}^{n} \varepsilon_{sw.\,i} h_i k_{sw.\,i}, \qquad (14.3)$$

где n — число слоев набухающих грунтов под фундаментами; $\varepsilon_{sw.\,i}$ — коэффициент относительного набухания грунта i-го слоя, определенный по формуле (3.14); h_i — толщина i-го слоя набухающего грунта; $k_{sw.\,i}$ — коэффициент условий набухания грунта в основании.

Величина коэффициента k_{sw} принимается в зависимости от суммарного вертикального напряжения $\sigma_{z.\,tot}$ на рассматриваемой глубине основания: при $\sigma_{z.\,tot} = 50$ кПа коэффициент $k_{sw} = 0{,}8$; при $\sigma_{z.\,tot} = 300$ кПа — $k_{sw} = 0{,}6$.

В случае местного замачивания грунтов в пределах ограниченной площади (шириной B_w и длиной L_w) суммарное вертикальное напряжение $\sigma_{z.\,tot}$ на глубине z ниже подошвы фундамента определяется по формуле

$$\sigma_{z.\,tot} = \sigma_{z.\,p} + \sigma_{z.\,g} + \sigma_{z.\,ad}, \qquad (14.4)$$

где $\sigma_{z.\,p}$ — вертикальное напряжение, возникающее от загрузки фундамента на глубине z; $\sigma_{z.\,g}$ — вертикальное напряжение от собственного веса грунта на этой же глубине; $\sigma_{z.\,ad}$ — дополнительное вертикальное давление, вызванное влиянием веса неувлажненной части массива за пределами зоны увлажнения с размерами B_w и L_w.

В большинстве случаев при проектировании без надлежащего опыта строительства трудно устанавливать значения B_w и L_w. При больших же их величинах $\sigma_{z.\,ad} = 0$, что чаще всего и принимается в расчетах.

Нижняя граница набухания слоя устанавливается на глубине H_{sw}, на которой $\sigma_{z.\,tot} = p_{sw}$ (где p_{sw} — давление набухания, определяемое экспериментально). При экранировании поверхности и изменении водно-теплового режима толщина набухающего слоя определяется экспериментально. Если опытные данные отсутствуют, то H_{sw} принимается не менее 5 м. При наличии местного источника обводнения из-за неисправностей трубопроводов толщина набухающего грунта может быть больше.

При слое сезонно набухающих и дающих усадку грунтов толщиной H'_{sw} для обеспечения устойчивости сооружений их

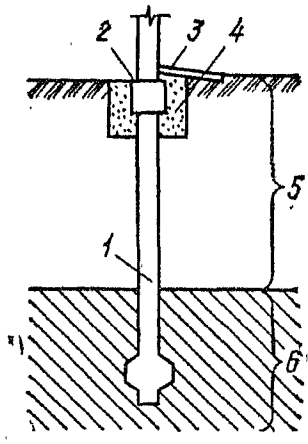


Рис. 14.5. Свайный фундамент в условиях сезонно набухающих и дающих усадку грунтов

1 — свая с уширением; *2* — ростверк; *3* — водонепроницаемая отмостка; *4* — песок; *5* — сезонно набухающий грунт; *6* — ненабухающий грунт

фундаменты заделывают в подстилающем слое (рис. 14.5). Это может быть ненабухающий или набухающий грунт. При возведении фундаментов и самого сооружения принимаются меры по исключению местного замачивания грунта хозяйственными и производственными водами. В последнем случае особое внимание должно быть уделено сохранению природной водопроницаемости грунтов. Для этой цели фундаменты делают набивными, бетонируемыми в распор с грунтом, с применением бетона на расширяющем цементе. Кроме того, сам бетон не должен быть водопроницаемым. Это дает гарантию, что через тело фундамента и по щелям между фундаментом и грунтом вода не будет проникать к основанию.

Поскольку грунт сезонно набухающего слоя перемещается относительно неподвижного фундамента при набухании вверх, а при усадке — вниз, необходимо учитывать касательные силы, развивающиеся по боковым поверхностям фундаментов и свай. Величина этих сил зависит от сопротивления грунта сдвигу при возникающей при этом влажности. В случае легких сооружений касательные силы при набухании, передаваемые фундаментам, могут оказаться больше нагрузки, действующей на них. Тогда вероятно систематическое поднятие и опускание фундаментов, что недопустимо. Для лучшей заделки свай в грунте их делают с уширением в нижней части (рис. 14.5). С целью снятия воздействия набухания грунта на рандбалку ее обсыпают песком, а под рандбалкой делают воздушный зазор.

Полная прорезка фундаментами слоя сезонно набухающего грунта (обычно набивными сваями) не предотвращает воздействия набухания и усадки на полы, конструкции, возводимые на поверхности грунта, и трубопроводы, проложенные в грунте. В таких случаях целесообразно полы устраивать по перекрытиям, а трубопроводы делать подвесными к стенам и перекрытиям. Учитывая сезонные колебания верхнего слоя грунта, особое внимание надо уделять вводам в здания и выпускам из них, жесткая заделка которых недопустима.

Для обеспечения устойчивости состояния сооружения иногда набухающий грунт заменяют ненабухающим. При этом требуется плотная его укладка. Допустима также частичная прорезка набухающей толщи и устройство песчаных компен-

сирующих подушек. Основание подушки тщательно планируется под одну отметку. Тогда в случае ленточных фундаментов при проникании воды в одном месте она будет растекаться по длине подушки, вызывая относительно равномерный подъем. Кроме того, основание подушки в месте увлажнения несколько поднимается и проникающая вода растекается все на большие расстояния. Это приведет к сравнительно равномерному поднятию конструкций здания.

Усадка достаточно влажных глин может возникнуть под сооружениями, выделяющими в грунт большое количество тепла (доменные печи, котельные и др.). Так, в одном из корпусов стекольного завода произошли недопустимые осадки фундаментов печей. При обследовании выяснилось, что ранее мягкопластичная глина в основании высохла и получила значительную усадку. Очевидно, в таких случаях необходимо прерывать тепловой поток от сооружений и оборудования в грунт.

14.3.5. Фундаменты на подрабатываемых территориях

При добыче полезных ископаемых методом подработки под застраиваемыми территориями возникают *сдвижения горных пород*, которые вызывают деформирование оснований сооружений, приводящие к смещениям фундаментов. Сооружения, попадающие в зону сдвижений, сначала испытывают в горизонтальном направлении растяжение, затем сжатие. Поскольку при сдвижениях грунтов в основании наблюдается значительная просадка и горизонтальные смещения, проектировать фундаменты сооружений и надземные несущие конструкции следует с учетом возможных взаимных смещений отдельных их частей. С этой целью все несущие конструкции делают с уменьшенной чувствительностью к неравномерным осадкам. Наилучшего эффекта добиваются разрезкой зданий осадочными швами на отсеки простой конфигурации и армированием кладки стен поясами (см. п. 9.3.3). Опоры плит и балок перекрытий, а также перемычек делают удлиненными, чтобы при появлении трещин и расхождении стен не произошло обвала.

При проектировании фундаментов оценивают основные параметры деформаций поверхности земли в связи со сдвижением пород: радиус кривизны ее деформации, расчетные относительные горизонтальные деформации и величину суммарных деформаций, развивающихся в пределах длины здания.

Для восприятия горизонтальных растягивающих усилий целесообразно делать фундаменты зданий под стены и колонны ленточными монолитной конструкции с продольной армату-

рой. При устройстве отдельных фундаментов под колонны их соединяют железобетонными элементами в одну систему (см. рис. 15.5), способную воспринимать растягивающие напряжения, развивающиеся вдоль и поперек здания. Усилие растяжения может быть установлено исходя из трения, возникающего под подошвой фундаментов, и давления грунта на их боковые грани вследствие сдвижения пород.

Для уменьшения горизонтального давления на боковые грани фундаментов перед возникновением сдвижения горных пород рекомендуется делать вблизи фундаментов узкие прорези, заглубляемые на 15 ... 20 см ниже их подошвы, так как горизонтальное давление может возрасти до пассивного отпора грунта.

14.4. Фундаменты в районах распространения вечномерзлых грунтов

14.4.1. Принципы проектирования и строительства фундаментов на территориях, сложенных вечномерзлыми грунтами

Нормы (СНиП II-18—76) рекомендуют два принципа проектирования и строительства на территориях, сложенных вечномерзлыми грунтами:

принцип I — *в основании зданий и сооружений сохраняется вечномерзлое состояние грунтов как в процессе строительства, так и в течение всего периода эксплуатации*;

принцип II — *в основании зданий и сооружений используются предварительно оттаянные грунты или грунты, оттаивающие в период эксплуатации* (следовательно, по принципу II вечномерзлое состояние грунтов не сохраняется).

В районах с отрицательной среднегодовой температурой при строительстве на площадках, не имеющих слоя вечномерзлых грунтов, фундаменты проектируют и строят как в районах с сезонным промерзанием грунтов. Дополнительно принимают меры по исключению образования в основании сооружений линз мерзлого грунта как в период строительства, так и во время эксплуатации.

Если вечномерзлые грунты залегают лишь под частью проектируемого здания, то грунты основания либо предварительно искусственно замораживают и тогда проектируют фундаменты по принципу I, либо, наоборот, оттаивают и строят здание как на талых грунтах.

Сохранение вечномерзлого состояния грунтов в основании зданий при проектировании и строительстве по принципу I обычно обеспечивается следующими приемами: возведением

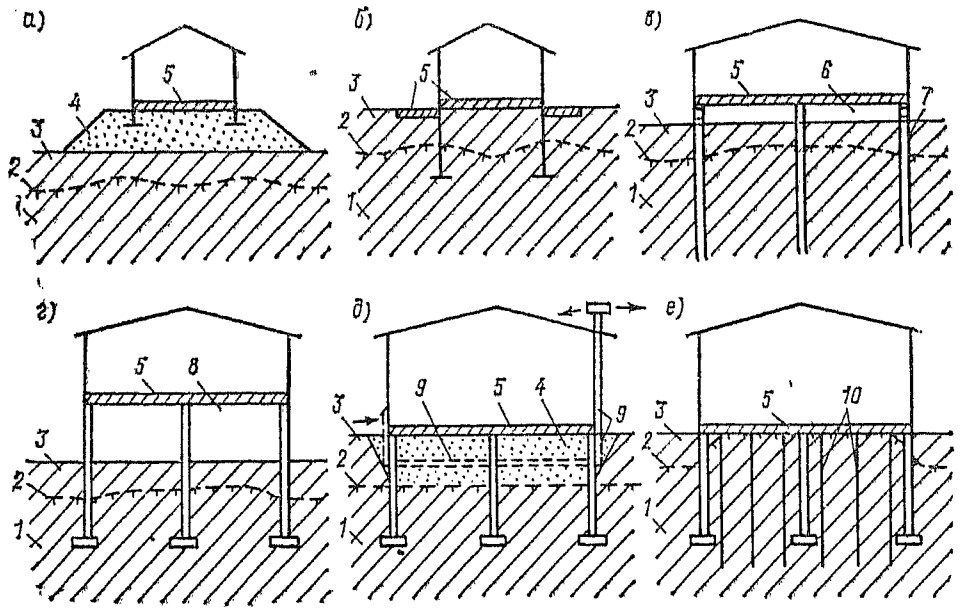


Рис. 14.6. Схемы устройств для сохранения в основании вечномерзлого состояния грунтов

1 — вечномерзлый грунт; *2* — верхняя граница слоя вечномерзлого грунта; *3* — деятельный слой; *4* — насыпной непучинистый грунт; *5* — теплоизоляция; *6* — вентилируемое подполье; *7* — сваи; *8* — неотапливаемый I этаж; *9* — вентиляционные каналы, охлаждающие грунты воздухом; *10* — замораживающие колонки

зданий на подсыпках (рис. 14.6, *а*); теплоизоляцией поверхности грунта под полом здания (рис. 14.6, *б*); устройством вентилируемых подполий (рис. 14.6, *в*); расположением в 1-м этаже зданий неотапливаемых помещений (рис. 14.6, *г*); прокладкой под полом здания охлаждающих вентиляционных каналов (рис. 14.6, *д*); искусственным охлаждением грунтов с помощью специальных установок (например, замораживающие колонки на рис. 14.6, *е*).

Возведение зданий на подсыпках и с теплоизоляцией поверхности и грунта применимо при сравнительно небольшой ширине зданий (в основном до 10 м). Эти приемы строительства рассчитаны на охлаждение массива грунта основания с боков. Если такое охлаждение окажется недостаточным, то массив грунта будет постепенно прогреваться и начнется оттаивание грунтов в основании.

Наиболее эффективно устройство охлаждаемых вентилируемых подполий (см. рис. 14.6, *в*). Такой прием целесообразен при возведении жилых, общественных и промышленных зданий. При этом все чаще устраивают свободно проветриваемое подполье, поднимая рандбалку над поверхностью земли. В некоторых случаях по архитектурным соображениям подполье закрывают, оставляя в его стенах отверстия (продухи). Подполье служит одновременно местом для разводки труб водопровода, канализации, теплофикации и газа, которые подвешивают к перекрытию.

Для предотвращения застаивания воды в подполье глинобитный пол в нем делают выше отмосток с уклонами наружу. Кроме того, под трубопроводами располагают лотки для отвода аварийных вод за пределы здания.

Вследствие температурных колебаний рандбалки в подпольях периодически удлиняются и укорачиваются. При небольшом возвышении над поверхностью земли сравнительно жестких верхних частей фундаментов это приводит к разрушению их косыми трещинами. Для исключения таких разрушений надземную часть фундаментов рекомендуется устраивать гибкой, по возможности небольшого сечения и наибольшей высоты. Кроме того, рандбалки делают разрезной конструкции.

При устройстве низких продухов они могут быть занесены снегом, что исключит вентиляцию подполий. К постепенному уменьшению продухов и затруднению вентиляции подполья может привести также периодический ремонт покрытия панели около здания с поднятием ее отметки.

Особое внимание должно быть уделено прокладке по улицам трубопроводов, выделяющих тепло (теплофикации, водопровода, канализации). Их целесообразно прокладывать в проходных вентилируемых тоннелях (коллекторах): внутриквартальную сеть иногда прокладывают в надземных каналах. Короче говоря, при сохранении вечномерзлого состояния грунтов в основании надо принимать все меры, исключающие проникание тепла в грунт и обеспечивающие охлаждение поверхности грунтов под зданием и около него.

Неотапливаемые помещения, располагаемые в 1-м этаже, выполняют роль вентилируемого подполья. Для интенсивного охлаждения их стены 1-го этажа делают из теплопроводного материала, а окна — с одинарным остеклением. Недопустимо расположение здесь утепленных помещений, а также укладка на зиму непосредственно на пол каких-либо материалов.

В производственных зданиях с большими нагрузками на пол, а также при больших размерах этих зданий в плане приходится устраивать под полом вентиляционные каналы (см. рис. 14.6, *д*), а в местах выделения большого количества тепла в грунт в результате технологических процессов применять искусственное охлаждение грунтов саморегулирующими колонками или специальными холодильными установками с замораживающими колонками.

В некоторых случаях сохранение вечномерзлого состояния грунтов в основании обеспечивают устройством свайных фундаментов или фундаментов глубокого заложения, врезаемых в вечномерзлый грунт ниже глубины возможного оттаивания его под зданием. Такое решение может сопровождаться укладкой теплоизоляции под полом отап-

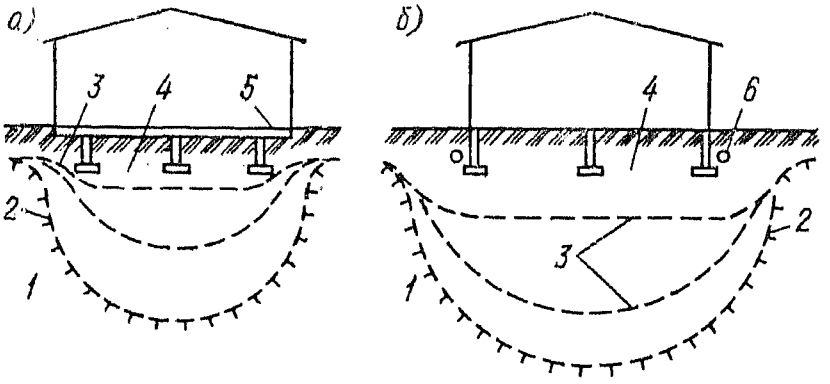


Рис. 14.7. Схемы регулирования процесса оттаивания основания под зданием
1 — вечномерзлый грунт; *2* — верхняя граница слоя вечномерзлого грунта в конце процесса оттаивания; *3* — то же, в промежуточных состояниях; *4* — оттаявший грунт; *5* — консоль; *6* — обогревающий трубопровод

ливаемого здания, что существенно уменьшает глубину оттаивания. Кроме того, нельзя допускать проникания теплой воды в грунты основания, поскольку это вызывает местное оттаивание грунтов.

По принципу II проектирования и строительства фундаментов оттаивание грунтов в основании допускается как после возведения здания, так и перед устройством фундаментов при инженерной подготовке территории под застройку.

Допуская оттаивание грунтов в основании во время эксплуатации зданий, всегда следует считаться с возможностью возникновения дополнительных просадок. Дополнительные просадки фундаментов зданий иногда наблюдались при оттаивании даже трещиноватой скальной породы и крупнообломочных грунтов. В связи с этим при проектировании и строительстве фундаментов по принципу II необходимо возводить здания из конструкций, малочувствительных к неравномерным осадкам (см. п. 9.3 и п. 14.2), а в некоторых случаях предусматривать возможность регулирования процесса оттаивания. Поскольку наиболее опасны неравномерности осадок, необходимо так проектировать здания, чтобы тепловое влияние их развивалось примерно равномерно под всеми фундаментами. Обычно наибольшая неравномерность наблюдается между осадками фундаментов внутренних конструкций (стен и колонн) и фундаментов наружных стен, особенно если последние имеют выносы наружу. В связи с этим целесообразно фундаменты наружных стен относить внутрь здания и возводить наружные стены и колонны на консолях (рис. 14.7, *а*) или во время оттаивания грунтов основания обогревать грунт около здания (рис. 14.7 *б*).

Если вечномерзлые грунты содержат включения льда даже в виде миллиметровых прослоев, использование их в основании с оттаиванием в процессе эксплуатации небезопасно. Малейшая неравномерность оттаивания грунтов может привести к

недопустимым деформациям с появлением в стенах продувае-мых трещин.

При таких грунтах правильнее либо применять принцип I строительства, либо предварительно оттаивать грунты на месте возведения здания на необходимую глубину. Для оттаивания грунтов используют паровые иглы, электропрогрев и др. Применение паровых игл обеспечивает максимальную скорость процесса оттаивания, но приводит к дополнительному увлажнению грунтов, что обычно недопустимо. Оттаявшую массу грунта, как правило, надо уплотнить.

Пески и даже гравелистые грунты после оттаивания часто находятся в рыхлом состоянии, что недопустимо для грунтов в основании, особенно если они будут испытывать в дальнейшем динамические воздействия, в т. ч. сейсмические.

Пылевато-глинистые грунты после оттаивания часто имеют большую влажность и обладают значительной сжимаемостью, поэтому их относят к категории слабых сильносжимаемых грунтов. Методы строительства на них освещены в п. 12 и п. 14.2.

Иногда грунты в основании предварительно оттаивают лишь на ту глубину, в пределах которой возможно развитие наибольших неравномерностей просадки. Такое решение допустимо только при грунтах, обладающих относительно малой деформативностью при оттаивании. При большой глубине зоны ожидаемого оттаивания под зданием ее целесообразно уменьшать путем укладки теплоизоляции под полом.

14.4.2. Выбор глубины заложения подошвы фундамента

Глубину заложения подошвы фундаментов зданий, возводимых с сохранением вечномерзлого состояния грунтов (по принципу I), при сливающемся деятельном слое определяют исходя из расчетной глубины сезонного оттаивания грунтов, заглубляя фундаменты, возводимые в открытых котлованах, в вечномерзлый грунт не менее чем на 1 м, а сваи — не менее чем на 2 м. Расчетную глубину сезонного оттаивания грунтов d_{th} для зданий с вентилируемым подпольем вычисляют по формуле

$$d_{th} = k'_h d_{th.\,n}, \qquad (14.5)$$

где k'_h — коэффициент теплового влияния зданий: принимается у наружных стен с асфальтовыми отмостками равным 1,2, у наружных стен без асфальтовых отмосток — 1, у внутренних стен — 0,8; $d_{th.\,n}$ — нормативная глубина оттаивания, обычно устанавливается на основе теплотехнического расчета или по картам с поправкой на влажность грунта *.

---

* Справочник по строительству на вечномерзлых грунтах. Л.: Стройиздат, 1977. С. 161.

При проектировании и строительстве по принципу II, т. е. с оттаиванием грунтов, глубину заложения подошвы фундаментов устанавливают так же, как для фундаментов, возводимых в районах сезонного промерзания (см. п. 9.5). При этом надо учитывать, что с северной стороны в зоне затенения может образовываться линза мерзлого грунта, которая будет способствовать более глубокому промерзанию грунтов.

14.4.3. Расчет центрально нагруженных фундаментов, возводимых с сохранением вечномерзлого состояния грунта (по принципу I)

При наличии в основании проектируемого сооружения твердомерзлых грунтов, которые при устройстве фундаментов по принципу I характеризуются очень большим модулем деформации, основание рассчитывают только по первой группе предельных состояний (по несущей способности). Следовательно, при расчете должно быть удовлетворено условие (9.13).

Столбчатые и свайные фундаменты, заделанные в вечномерзлый грунт, передают нагрузку не только подошвой (пятой), но и боковой поверхностью. В связи с этим при определении их несущей способности учитывают как лобовое сопротивление грунта, так и сопротивление смерзания грунта с их боковыми поверхностями.

Несущую способность фундамента или сваи определяют по формуле

$$F_u = \gamma_T \gamma_c \left(RA + \sum_{i=1}^{n} R_{af.\,i} A_{af,\,i} \right), \qquad (14.6)$$

где γ_T и γ_c — соответственно температурный коэффициент и коэффициент условий работы грунтов основания, принимаемые по СНиП II-18—76; R — расчетное сопротивление мерзлого грунта при расчетной температуре, определяемое по СНиП II-18—76, на глубине заложения подошвы фундамента или нижнего конца сваи, равной $d_{th} + z$; A — площадь подошвы фундамента или сечения нижнего конца сваи; $R_{af.\,i}$ — среднее расчетное сопротивление смерзания мерзлого грунта обратной засыпки или грунтового раствора, окружающего фундамент или сваю (рис. 14.8, *а* и *в*), зависящее от температуры грунта на глубине середины рассматриваемого слоя, определяемой по СНиПу; $A_{af.\,i}$ — площади поверхности смерзания грунта с нижней ступенью фундамента или i-го слоя грунта с боковой поверхностью сваи; n — число слоев по высоте вмороженной части нижней ступени фундамента или сваи.

Возникает вопрос: из каких температур следует исходить при определении значений R и R_{af}? В общем случае, согласно данным теплотехнических расчетов, а также наблюдений, максимальные температуры до границы нулевых амплитуд сезонных колебаний температуры с глубиной понижаются (рис. 14.8, *в*). Если исходить из максимальной температуры на любой глубине, значения R и R_{af} получаются заниженные, так

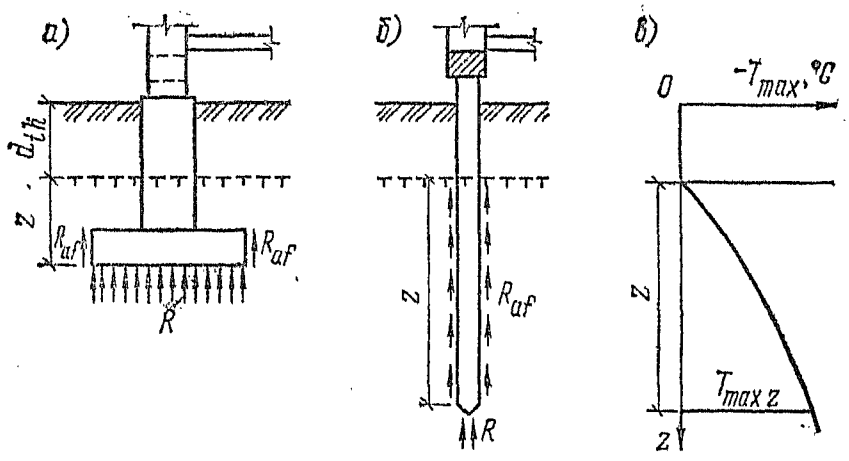


Рис. 14.8. Расчетные схемы

а — отдельного фундамента; *б* — свайного фундамента; *в* — изменение максимальной температуры по глубине

как эта температура действует на глубине z в течение непродолжительного времени в первой половине зимы, когда деятельный слой еще не промерз. В дальнейшем температура на данной глубине понижается и грунт будет характеризоваться бóльшими значениями R и R_{af}. Таким образом, если исходить из длительной прочности грунтов при определении R и R_{af}, получится излишний запас, обусловленный тем, что наиболее высокая температура на данной глубине действует не постоянно, а периодически.

Кроме того, в каждый момент времени температура в пределах глубины сваи неодинакова. Чтобы не учитывать неодинаковую прочность грунта на глубине, обычно находят эквивалентную температуру, которая позволяет определять среднее значение R_{af}.

Значения температур грунта устанавливают теплотехническим расчетом. Для упрощения расчетов в СНиПе даны таблицы коэффициентов для определения температур грунта, требующихся в расчете несущей способности фундаментов и свай.

Несущую способность сваи можно проверить экспериментально. В таком случае сила предельного сопротивления основания F_u одиночной сваи, по данным испытания вдавливающей статической нагрузкой, определяется из выражения

$$F_u = \gamma_T k F_{exp}, \tag{14.7}$$

где γ_T — температурный коэффициент, учитывающий различие температурных условий грунта во время опыта и в период эксплуатации; k — коэффициент, учитывающий различие в условиях работы опытной и проектируемой свай:

$$k = F_{u.\,p}/F_{u.\,T}; \tag{14.8}$$

F_{exp} — расчетное сопротивление сваи статической нагрузкой, кН: $F_{exp} = F_n/\gamma_g$; $F_{u.\,p}$, $F_{u.\,T}$ — силы предельного сопротивления, определяемые по формуле

(14.6) для соответственно проектируемой и опытной сваи, устанавливаемые с учетом температурных условий сваи под сооружением и при испытании опытной сваи на различных глубинах; F_n — нормативное предельно длительное сопротивление основания сваи статической нагрузке, кН, определяемое по ГОСТ 24546—81; γ_g — коэффициент надежности по грунту, обычно равный 1,1.

Рассмотренный расчет несущей способности столбчатых фундаментов и свай справедлив, если к фундаменту приложены постоянные или длительно действующие нагрузки. При кратковременных нагрузках (например, действии ветра, сейсмических волн, снеговой нагрузки и др.) мерзлый грунт будет оказывать значительно большее сопротивление. В связи с этим целесообразно вводить на эти нагрузки понижающий коэффициент, учитывающий не только вероятность одновременного их воздействия, но и повышенное сопротивление мерзлых грунтов при непродолжительном действии нагрузки.

Поскольку несущая способность мерзлых грунтов зависит от льдистости, нормы дают расчетные давления на грунты оснований свайных фундаментов только при льдистости $i_l \leqslant 0{,}4$ и запрещают возведение отдельных фундаментов на слое льда без устройства распределительной подушки. Исследования показали, что сильнольдистые грунты можно использовать в качестве основания, если проводить расчет по деформациям с учетом ползучести такого грунта.

14.4.4. Расчет внецентренно нагруженных фундаментов, возводимых с сохранением вечномерзлого состояния грунта (по принципу I)

При действии на столбчатый фундамент момента от внешних нагрузок, стремящихся повернуть его, возникают сопротивления смерзания грунта по боковым граням фундамента и сопротивление горизонтальному смещению обреза фундамента при его повороте относительно горизонтальной оси вращения, проходящей через центр тяжести подошвы. Вследствие обычно небольшого сечения верхней части фундамента и относительно высоких температур сопротивлением горизонтальному смещению обреза фундамента пренебрегают (в запас). В таком случае на подошву фундамента будет передаваться момент

$$M_0 = M - M_{af},$$

где M — момент от внешних нагрузок, действующий в плоскости подошвы фундамента относительно одной из ее осей; M_{af} — момент сопротивления грунта в результате смерзания его с нижней ступенью фундамента по его граням, определяемый для случая, когда момент действует относительно одной оси фундамента (рис. 14.9) по формуле

$$M_{af} = \gamma_c R_{af} h_p l\,(b + 0{,}5l); \qquad (14.9)$$

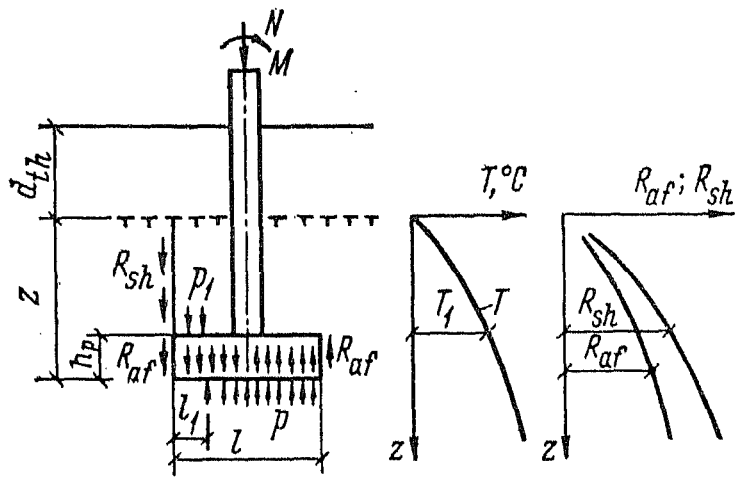


Рис. 14.9. Расчетная схема при внецентренном загружении фундамента

γ_c — коэффициент условий работы мерзлых грунтов основания, принимаемый так же, как для формулы (14.6); R_{af} — расчетное сопротивление смерзания грунта с бетоном, определяемое так же, как и ранее на глубине $z = 0{,}5h_p$, соответствующей заглублению середины нижней ступени фундамента от верхней границы вечномерзлого грунта; h_p — высота боковой поверхности нижней ступени фундамента; l — размер подошвы фундамента в плоскости действия момента; b — размер подошвы, перпендикулярный размеру l.

Когда по расчету подошва фундамента отрывается от основания, можно дополнительно учесть сопротивление грунта над уступом фундамента p_1, которое не должно превышать расчетное сопротивление мерзлого грунта над уступом или сопротивление мерзлого грунта сдвигу выше уступа фундамента R_{sh} (рис. 14.9). Значения p_1 и l_1 находят из двух уравнений равновесия (рис. 14.9) — проекции всех сил на вертикальную ось и момента всех сил относительно оси, проходящей через центр тяжести площади подошвы.

14.4.5. Расчет фундаментов при действии горизонтальных сил

Расчет фундаментов на плоский сдвиг по подошве при действии значительных горизонтальных сил проводят аналогично расчету фундаментов на немерзлых грунтах. При этом основное сопротивление будет оказывать не трение, а смерзание грунта с фундаментом по его подошве и боковым граням.

При расчете свай на действие горизонтальных нагрузок учитывают их совместную работу с мерзлым грунтом основания. Коэффициент постели обычно принимают возрастающим по глубине. Работой слоя оттаивающего грунта часто пренебрегают.

14.4.6. Расчет фундаментов, возводимых в пластично-мерзлых и сыпучемерзлых грунтах, по второй группе предельных состояний (по деформациям)

Расчетные величины осадок и их неравномерностей определяют в соответствии с методами, изложенными в п. 7. Характеристики деформируемости грунтов вычисляют для расчетной температуры в период эксплуатации зданий. Полученные расчетом величины осадок и их неравномерностей должны удовлетворять условиям (9.5) и (9.6).

В основании отапливаемых зданий вследствие неустойчивости пластично-мерзлого грунта либо предусматривают искусственное понижение температуры, либо проектируют фундаменты по принципу II.

14.4.7. Расчет оснований при возведении фундаментов без сохранения вечномерзлого состояния грунта (по принципу II)

Различают основания с предварительно оттаянными грунтами на всю глубину, основания с предварительно оттаянными грунтами только в верхней зоне (остальная часть основания оттаивает в процессе эксплуатации сооружений) и основания, грунты которых оттаивают на всю глубину в процессе эксплуатации.

Основания с предварительно оттаянными грунтами на всю глубину проектируют так же, как основания, сложенные немерзлыми грунтами (см. п. 6...13).

Основания, в которых грунты оттаяны только в верхней зоне, а подстилающие грунты оттаивают в процессе эксплуатации, рассчитывают по второй группе предельных состояний как основания немерзлых грунтов и оттаявшие основания проверяют на устойчивость по первой группе предельных состояний.

Основания, грунты которых оттаивают на всю глубину во время эксплуатации сооружений, рассчитывают по первой группе предельных состояний с учетом процесса оттаивания верхних слоев и по второй группе предельных состояний, исходя из деформаций всего основания как от нагрузок, передаваемых фундаментами, так и под действием собственного веса грунта. Деформируемость грунтов при оттаивании рассмотрена в п. 3.3.

Осадка с просадкой частично или полностью оттаивающего основания состоит из двух слагаемых: осадки s_p уплотнения грунта от давления под подошвой фундамента, которая определяется как для талых грунтов по СНиП 2.02.01—83, и осадки s_{th} дополнительной, возникающей за счет оттаивания толщи вечномерзлого грунта в процессе эксплуатации под действием

собственного веса. Следовательно,

$$s = s_p + s_{th}. \tag{14.10}$$

Дополнительную осадку s_{th} СНиП рекомендует определять по формуле

$$s_{th} = \sum_{i=1}^{n} (A_{th.\,i} + \delta_i \sigma_{zg.\,i})\, h_i, \tag{14.11}$$

где n — число выделенных при расчете слоев грунта; $A_{th.\,i}$ — коэффициент оттаивания, доли единицы; δ_i — коэффициент сжимаемости i-го слоя оттаивающего грунта, кПа$^{-1}$; $\sigma_{zg.\,i}$ — вертикальное природное напряжение в середине i-го слоя грунта, кПа, определяемое расчетом для глубины z_i, считая от уровня планировочной отметки с учетом взвешивающего действия воды для водопроницаемых грунтов; h_i — толщина i-го слоя оттаивающего грунта, м.

Коэффициенты A_{th} и δ_i устанавливаются экспериментально по результатам полевых или лабораторных испытаний грунтов (см. п. 3.3).

Величину осадки уплотнения s_p определяют одним из методов, изложенных в п. 7.

Полученное по формуле (14.10) значение s должно удовлетворять условию (9.5) или (9.6). Однако это не гарантирует от развития значительных неравномерностей осадок в ходе оттаивания грунта. По этой причине производят теплотехнический расчет процесса оттаивания грунтов под отдельными фундаментами и анализируют неравномерности осадки во времени.

Для песков, супесей и даже суглинков (с некоторым приближением) можно считать, что стабилизация осадки наступает в процессе оттаивания. В таком случае осадку под действием собственного веса грунта s_{th} устанавливают для оттаивающих зон в течение принятых промежутков времени. Осадку же под действием давления, передаваемого фундаментами, определяют с учетом деформируемости грунта, оттаявшего на данное время. Если при таких расчетах окажется удовлетворенным условие (9.5), значит принятое решение об использовании оттаивающих грунтов в основании допустимо. При этом, конечно, предполагается, что поверхность оттаивающего

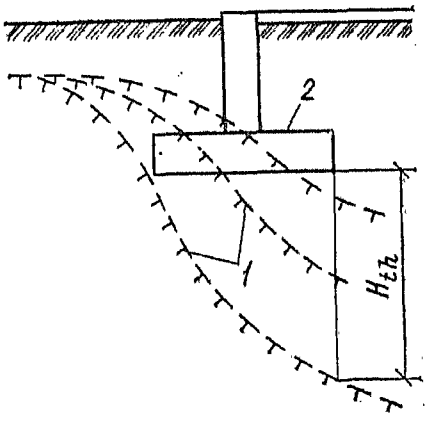


Рис. 14.10. Схема перемещения верхней границы слоя вечномерзлого грунта в процессе его оттаивания под фундаментом наружной стены

1 — положения границы оттаивания; *2* — фундамент

массива под каждым отдельным фундаментом относительно горизонтальна. Под фундаментами наружных стен граница оттаивания может перемещаться и в горизонтальном направлении (рис. 14.10).В таком случае возможен поворот фундамента в сторону оттаивающего грунта.

При медленном уплотнении оттаивающих грунтов можно провести расчет процесса оттаивания и уплотнения пылеватоглинистых грунтов с учетом фактора времени *.

Проектирование на региональных грунтах (засоленных, торфянистых, сильнольдистых и др.) рассмотрено в СНиП II-18—76.

14.4.8. Фундаменты в условиях пучинистых грунтов

На боковые грани верхней части фундаментов, расположенной в пределах пучинистых грунтов, действуют силы морозного пучения, которые в некоторых случаях достигают значительной величины и могут поднимать здания высотой три этажа и более. Вследствие этого фундаменты в условиях пучинистых грунтов необходимо рассчитывать на выпучивание. При расчете должно удовлетворяться условие

$$\tau_{fh} A_{fh} - F \leqslant (\gamma_c/\gamma_n) F_r, \qquad (14.12)$$

где τ_{fh} — расчетная удельная касательная сила пучения, зависящая от характера грунта и мощности деятельного слоя (значение τ_{fh} определяется по СНиПу или экспериментально); A_{fh} — расчетная площадь боковой поверхности фундамента в пределах расчетного деятельного слоя; F — расчетная постоянная нагрузка, действующая на фундамент (при определении F принимают коэффициент 0,9); γ_c — коэффициент условий работы, принимаемый равным 1; γ_n — коэффициент надежности, принимаемый равным 1,1; F_r — расчетная сила, удерживающая фундамент от выпучивания.

Поскольку значения τ_{fh}, определяемые по СНиПу, весьма ориентировочны, при крупных строительствах правильнее устанавливать τ_{fh} экспериментально. Существует несколько методик определения τ_{fh} в полевых и лабораторных условиях. В полевых условиях требуется проведение эксперимента в течение нескольких зим, поскольку, как доказано Н. А. Перетрухиным, силы пучения, действующие на один и тот же фундамент, из года в год существенно варьируют.

В лабораторных условиях силы пучения иногда устанавливают аналогично определению сопротивления смерзания грунта с материалом, из которого делается фундамент. Это не совсем правомерно, так как развитие касательных сил пучения происходит постепенно и в ходе процесса пучения верхние слои за-

* Цытович Н. А. Механика мерзлых грунтов (общая и прикладная). М.: Высшая школа, 1973.

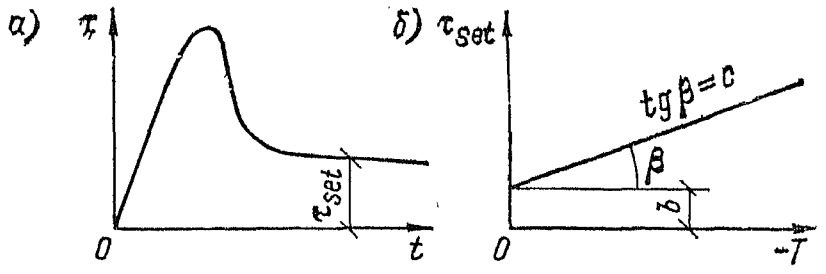


Рис. 14.11. Графики определения устойчивого сопротивления смерзания
а — зависимость сопротивления сдвигу от времени по мере перемещения грунта относительно модели фундамента; *б* — зависимость устойчивого сопротивления смерзания от температуры грунта

мерзшего грунта проскальзывают по боковой поверхности фундамента. В этом плане представляет интерес следующая методика *. Для испытания используют специальный механизированный пресс, который позволяет перемещать грунт относительно модели фундамента с постоянными скоростями, соответствующими перемещению грунта при пучении относительно боковой поверхности фундамента. В результате таких опытов получаются графики зависимости касательных сил взаимодействия между мерзлым грунтом и моделью фундамента от времени t при определенной температуре T (рис. 14.11, *а*). Как видно из графика, после возрастания нагрузки на прессе до момента сдвига грунта относительно модели фундамента силы взаимодействия убывают и стремятся к определенному пределу — устойчивому сопротивлению сдвигу примерзшего грунта τ_{set}. Это сопротивление и определяет касательные силы пучения, т. е. следует принимать $\tau_{fh} = \tau_{set}$.

Проведение серии таких опытов при различных температурах с одним и тем же грунтом показало, что τ_{set} в области исследованных температур зависит от абсолютного значения температуры линейно (рис. 14.11, *б*). Следовательно:

$$\tau_{set} = b + c\,|T|,$$

где b и c — параметры прямой; $|T|$ — абсолютное значение температуры, °С.

Зная среднюю температуру слоя промерзающего грунта, испытывающего пучение, можно найти τ_{fh} и затем по этой же величине проверить устойчивость фундамента на выпучивание по условию (14.12).

Величина F_r зависит от сопротивления фундамента выпучиванию. Для свайных и столбчатых фундаментов без уширений (рис. 14.12, *а*) при сливающемся деятельном слое значение

* Далматов Б. И. Воздействие морозного пучения грунтов на фундаменты сооружений. Л.: Госстройиздат, 1957.

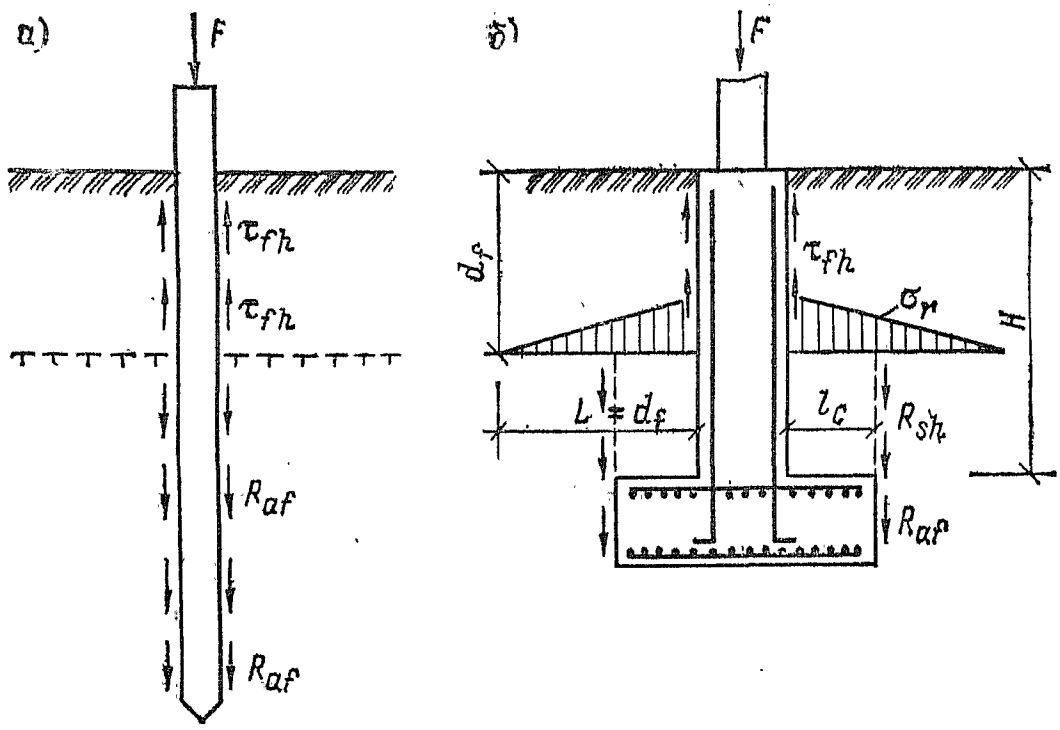


Рис. 14.12. Схемы действия сил при выпучивании
а — сваи; *б* — отдельного фундамента с анкером

$F_r = F_{r.af}$ определяется по формуле

$$F_{r.af} = \sum_{j=1}^{n} R_{af.j} A_{af.j}, \tag{14.13}$$

где n — число слоев, на которое разбивается массив вечномерзлого грунта в пределах фундамента; $R_{af.j}$ — расчетное сопротивление смерзания j-го слоя вечномерзлого грунта с боковой поверхностью фундамента, принимаемое по данным изысканий или по таблицам СНиПа; $A_{af.j}$ — площадь боковой поверхности фундамента в пределах j-го слоя вечномерзлого грунта.

При несливающемся деятельном слое часть длины фундамента (сваи) ниже границы промерзания будет находиться в пределах талого грунта. Тогда

$$F_r = F_{r.af} + F_{r.f},$$

где $F_{r.f}$ — расчетная сила, удерживающая фундамент от выпучивания, развивающегося в пределах слоя талого грунта:

$$F_{r.f} = \sum_{j=1}^{n} R_{f.j} A_{f.j}; \tag{14.14}$$

n — число слоев, на которое разбивается толща талых грунтов, соприкасающаяся со сваей (фундаментом); $R_{f.j}$ — расчетное сопротивление сдвигу боковой поверхности сваи (фундамента) по грунту j-го слоя, принимаемое по табл. 11.3 с учетом коэффициентов условий работы грунта по табл. 11.5 или 11.1; $A_{f.j}$ — площадь боковой поверхности сваи (фундамента) в пределах j-го слоя.

При возведении легких сооружений заглубление столбчатых фундаментов на 1 м в вечномерзлый грунт часто не гаранти-

рует их устойчивости на выпучивание. В связи с этим такие фундаменты делают с анкерной плитой (рис. 14.12, *б*). В этих условиях $F_{r.\,af}$ определяют по выражению

$$F_{r.\,af} = R_{af}A_{af} + 0{,}67R_{sh}A_{sh} + F_a, \qquad (14.15)$$

где R_{af} — расчетное сопротивление смерзания грунта с боковыми гранями анкерной плиты; A_{af} — площадь боковых граней анкерной плиты; R_{sh} — расчетное сопротивление сдвигу массива мерзлого грунта над анкерной плитой (принимается изменяющимся с глубиной по параболе); A_{sh} — площадь поверхности сдвига массива мерзлого грунта, расположенного над анкерной плитой; F_a — расчетная реактивная сила заделки анкера.

Реактивная сила заделки анкера возникает тогда, когда развивающаяся в процессе промерзания очередного элементарного слоя сила пучения стремится переместить замерзший слой грунта вместе с фундаментом вверх. Однако, поскольку такому перемещению не поддается устойчивый фундамент, в элементарном слое грунта возникают силы, действующие вверх и вниз. Эти нормальные реактивные силы зависят от касательных сил пучения τ_{fh}, а суммарная их величина всегда равна суммарной силе пучения.

Интенсивность нормальных реактивных сил σ_r, возникающих от действия касательных сил пучения, в настоящее время определяют различными методами, но все они очень приближенны. Даже решение Р. Миндлина не может претендовать на точность в связи с наличием в процессе промерзания трехслойной среды: мерзлого (промерзшего), талого (еще не промерзшего) и вечномерзлого слоев. Решение же Р. Миндлина основано на рассмотрении бесконечного однородного тела. В порядке первого приближения можно принимать треугольную эпюру σ_r (см. рис. 14,12, *б*), распространяющуюся в стороны на расстояние, равное толщине промерзшего слоя*. Это простое предположение было подтверждено опытами В. М. Улицкого, который измерял давления, возникающие на верхней полке анкера, в процессе промерзания грунтов в Иркутской области.

Построив эпюру нормального давления σ_r в виде части усеченной пирамиды, можно найти $\sigma_{r.\,max}$. К значениям σ_r следует прибавить равномерно распределенное давление от собственного веса грунта, находящегося над уступами анкерного фундамента. Далее находят F_a (реактивную силу заделки анкера) по тем частям эпюры σ_r и собственному весу тех объемов, которые расположены над уступами анкерного фундамента. Тогда для ленточного фундамента получают:

$$F_a = 2\left[\frac{\tau_{fh}d_f l_c}{L}\left(2 - \frac{l_c}{L}\right) + \gamma H l_c\right],$$

* Далматов Б. И. Воздействие морозного пучения грунтов на фундаменты сооружений. Л.-М.: Госстройиздат, 1957.

а в случае осесимметричной задачи (цилиндрический фундамент радиусом r с круглой анкерной плитой, имеющий вынос консоли l_c)

$$F_a = \frac{2\pi r \tau_{fh} d_f l_c (2L - l_c)}{L^2 (L + 3r)} \left[3r + \frac{l_c (3L - 2l_c)}{2L - l_c} \right] + \pi l_c (l_c + 2r) \gamma H,$$

где τ_{fh} — среднее значение расчетной удельной касательной силы пучения; d_f — глубина сезонного промерзания грунта (при сливающемся деятельном слое глубина оттаивания d_{th}); γ — удельный вес грунта над анкерной плитой; остальные обозначения даны на рис. 14.12, *б*.

Учитывать величину F_a при заделке анкерных фундаментов в слой вечномерзлого грунта в большинстве случаев нет необходимости, так как устойчивость фундамента обеспечивается сопротивлением смерзания мерзлого грунта сдвигу. Если же анкерный фундамент заделывается в талый грунт (например, при проектировании по принципу II), реактивную силу заделки анкера F_a приходится учитывать.

Кроме выполнения расчетов, рассмотренных выше, необходимо убедиться, что реактивное давление над уступами анкерного фундамента не превышает несущей способности грунта на этой глубине, т. е. удовлетворяется условие

$$\tau_{fh} A_{fh} - F \leqslant R_1 A_1,$$

где R_1 — расчетное сопротивление мерзлого грунта на уровне верха анкерной плиты; A_1 — площадь верха анкерной плиты.

Так как при действии сил пучения фундаменты работают в вертикальном направлении на растяжение, их армируют вертикальными стержнями, рассчитанными по усилию

$$F_{fh} = \tau_{fh} A_{fh} - F. \qquad (14.16)$$

Кроме того, анкерную плиту армируют в верхней и нижней зонах, поскольку она работает на прогиб под нагрузкой F и на выгиб под нагрузкой F_{fh} при пучении грунта.

14.4.9. Конструкции и устройство фундаментов

Наиболее рациональные конструкции фундаментов выбирают зная силы, действующие на фундаменты, и температурные условия грунтов основания, от которых зависит сопротивляемость мерзлого грунта нагрузкам. Поскольку температура в слое вечномерзлого грунта с глубиной понижается, к тому же всегда имеется опасение, что под действием случайных факторов верхняя часть слоя вечномерзлого грунта может оттаять, при проектировании и строительстве фундаментов по принципу I целесообразно максимально возможное заглубление их. Это привело строителей к использованию свайных фундаментов. Как правило, при погружении свай в слой вечномерзлого грун-

та на глубину, в 3 раза большую толщины деятельного слоя, они вполне устойчивы и к действию касательных сил пучения.

Способ погружения свай в вечномерзлый грунт выбирают в зависимости от его температурных условий. В пластично-мерзлые грунты (глины и суглинки) сваи обычно погружают забивкой в лидерные скважины. При низких температурах вечномерзлого грунта (ниже —3 °С) допускается оттаивание его паровой иглой с забивкой свай в «мешок» оттаянного грунта (рис. 14.13, *а*), окруженный вечномерзлым грунтом. Объем оттаянного грунта должен быть как можно меньше, чтобы он мог быстро замерзнуть, отдавая тепло окружающему вечномерзлому грунту, имеющему сравнительно низкую температуру.

Для ускорения промерзания оттаянного грунта иногда применяют саморегулирующие установки для охлаждения грунтов систем С. И. Гапеева или Лонга. Однако в целях минимального нарушения теплового режима вечномерзлого грунта чаще всего используют буроопускные сваи. Для их устройства бурят скважины в которые можно свободно опустить изготовленные железобетонные сваи. Перед опусканием свай скважины на одну треть заполняют грунтовым раствором (рис. 14.13, *б*). Раствор приготавливают из песка либо из смеси песка с местным грунтом. В этот раствор и погружают сваи (обычно вибрированием). При погружении свай под действием динамических импульсов грунтовый раствор вытесняется, заполняет все пространство между мерзлым грунтом и сваей (рис. 14.13, *в*) и относительно быстро замерзает, отдавая тепло окружающему вечномерзлому грунту.

При проектировании и строительстве фундаментов по принципу II (без сохранения вечномерзлого состояния грунта) применение свай целесообразно, если они прорезают всю толщу

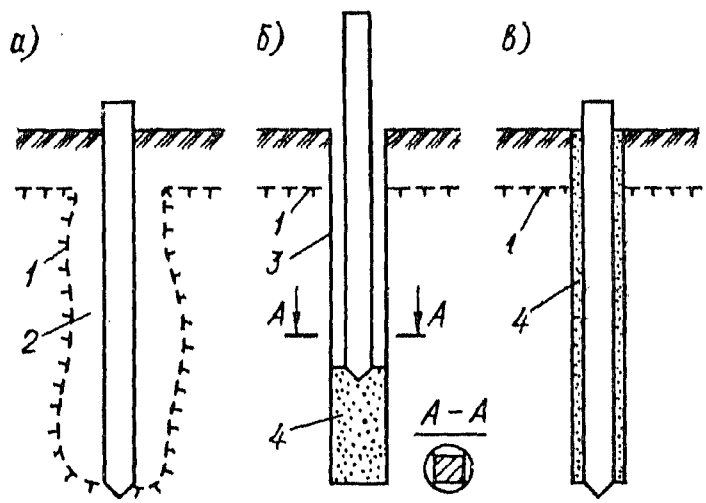


Рис. 14.13. Способы погружения свай в вечномерзлый грунт

1 — граница вечномерзлого грунта; *2* — оттаянный грунт; *3* — скважина; *4* — грунтовый раствор

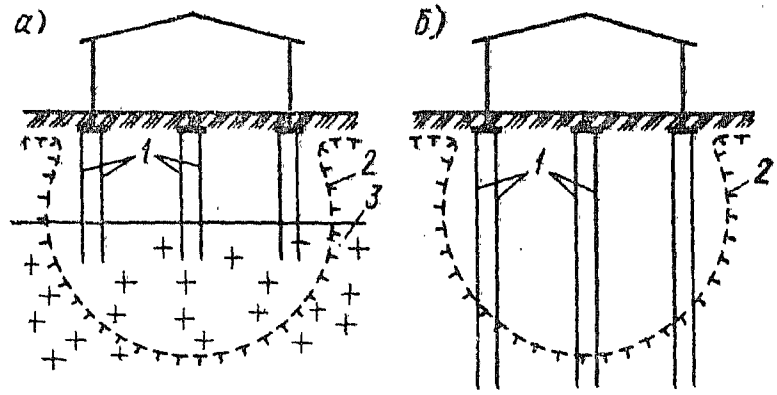


Рис. 14.14. Схемы свайных фундаментов при проектировании и строительстве по принципу II

1 — сваи; 2 — граница вечномерзлого грунта; 3 — грунт, не проявляющий просадочных свойств при оттаивании

льдосодержащих грунтов и передают давление на скальную породу или другой не проседающий при оттаивании грунт (рис. 14.14, *а*). Сваи можно использовать и с целью передачи давления на мерзлые грунты, находящиеся ниже зоны оттаивания вследствие выделения тепла зданием и трубопроводами, расположенными в грунте (рис. 14.14, *б*). Те и другие сваи, погруженные в грунт до его оттаивания, будут испытывать воздействие отрицательно направленного трения, пригружающего их.

Использование отдельных фундаментов, опирающихся на сохраняемый слой вечномерзлого грунта, практикуется редко, так как их устройство требует затрат ручного труда и сохранения грунта в вечномерзлом состоянии при отрывке котлована.

Под большие нагрузки иногда применяют глубокие столбчатые фундаменты. Для их устройства в вечномерзлом грунте бурят скважины диаметром 80...120 см и более, которые затем заполняют бетонной смесью, прогревая ее для обеспечения схватывания и твердения до требуемой прочности. Режим прогревания подбирают с таким расчетом, чтобы оттаивание грунтов вокруг фундамента было минимальным.

Фундаменты, устраиваемые по принципу II (без сохранения вечномерзлого состояния грунтов), делают аналогично фундаментам в условиях обычного сезонного промерзания (см. п. 9, 10 и п. 13).

На фундаменты, возведенные по принципу II, особенно ленточные, часто воздействуют значительные силы пучения. Для увеличения устойчивости фундаментов, подвергающихся воздействию сил пучения, их делают монолитными с заанкеренной плитой или стремятся уменьшить суммарные силы пучения, принимая в верхней части фундамента наименьшее сечение, чтобы сократить площадь смерзания грунта с фундаментом.

Иногда с целью уменьшения сил пучения фундаменты в пределах деятельного слоя покрывают незамерзающими обмазка-

ми (битумом, растворенным в мазуте). В последнее время появились предложения применять для покрытия боковых поверхностей фундаментов высокомолекулярные соединения на основе эпоксидной смолы. В результате такого покрытия поверхность смерзания делается гладкой и прочность смерзания грунта с поверхностью фундаментов уменьшается. Существенного снижения сил пучения можно добиться обсыпкой фундаментов гравием или песком. Однако эти обсыпки должны быть дренированы и защищены от заиления, так как после заиления они приобретают пучинистые свойства. Рекомендации по снижению сил пучения применяют также в районах глубокого сезонного промерзания, особенно когда глубина промерзания превышает 2 м.

Рассмотренные вопросы, связанные со строительством на структурно-неустойчивых грунтах свидетельствуют о трудностях, с которыми приходится сталкиваться при проектировании и устройстве фундаментов в таких условиях. Детально рассмотреть эти вопросы в учебнике невозможно, поэтому при проектировании и строительстве фундаментов в районах распространения структурно-неустойчивых грунтов необходимо пользоваться обширной литературой, посвященной этим вопросам.

15. ФУНДАМЕНТЫ ПРИ ДИНАМИЧЕСКИХ ВОЗДЕЙСТВИЯХ

15.1. Устойчивость грунтов оснований при динамических воздействиях

15.1.1. Источники колебаний грунта

Основными источниками колебаний являются: работа стационарно установленных неуравновешенных машин и механизмов, движение различных видов транспорта, механизированное выполнение строительных работ, взрывные работы, сейсмические воздействия, порывы ветра, удары волн.

Большая часть источников колебаний характеризуется ударным воздействием. Одиночный ударный импульс вызывает свободные колебания системы грунт — сооружение, периодические импульсы — вынужденные колебания. По мере распространения колебаний в грунте происходит их затухание, которое принято оценивать коэффициентом относительного демпфирования.

Характер и интенсивность колебаний при движении транспорта зависит от состояния дорожного покрытия или рельсового пути.

Так, в одном из районов Ленинграда здания, расположенные на расстоянии около 100 м от железной дороги, испыты-

вали значительные колебания. Было рекомендовано заменить деревянные шпалы железобетонными, увеличить балластный слой и сделать рельсы сварными. После такой реконструкции колебания этих зданий стали неощутимы.

Значительные колебания возникают в грунте при выполнении строительных работ (забивка свай, шпунта, применение шар- или клин-молота для разработки мерзлого грунта или разрушения старых фундаментов). Такие колебания не только неприятны для проживающих в соседних домах, но могут приводить к дополнительной осадке зданий, в результате чего в конструкциях появляются трещины, происходят вывалы кирпичей, перемычек и сборных элементов, имеющих малую глубину опор. Согласно исследованиям ВНИИГСа обычно допускается забивать сваи не ближе 20 м от существующих зданий.

Наибольшую, а главное постоянную, неприятность доставляет работа неуравновешенных машин и механизмов, которые передают колебания через грунт на значительные расстояния. Такая вибрационная нагрузка даже сравнительно небольшой интенсивности иногда может вызвать значительные колебания отдельных конструкций и даже всего сооружения. Это объясняется явлением резонанса — совпадением частоты возмущающей силы с частотой собственных колебаний этих конструкций или всего сооружения.

На одном из предприятий в Ленинграде при работе двух рядом стоящих компрессоров, расположенных на расстоянии около 300 м от жилых зданий, в верхних этажах последних наблюдались значительные колебания, при которых нормальная эксплуатация помещений была невозможна. Осуществление взаимного гашения возмущающей силы двух соседних компрессоров путем парной асинхронизации их позволило существенно снизить интенсивность колебаний.

15.1.2. Явления, происходящие в грунте при динамических воздействиях

Известно, что наличие в любой сплошной среде источника колебаний вызывает возникновение вокруг него продольных и поперечных волн. Строителей эти волны интересуют, в частности, в отношении их распространения в грунтовой среде.

В пределах массива грунта и скальных пород импульсный источник колебаний вызывает возникновение продольных волн (сжатия и растяжения), создающих колебания частиц среды в направлении распространения волн, и поперечных волн, или волн сдвига, создающих колебания частиц среды в направлении, перпендикулярном направлению распространения волн. Кроме того, возникают поверхностные волны,

перемещающиеся параллельно поверхности земли преимущественно в поверхностном слое. Такие волны иногда называют волнами Рэлея. Следовательно, в качестве одного из явлений, происходящих в грунте при динамических воздействиях, можно отметить распространение волн от источников колебаний.

Если бы грунты были идеально упругими телами, то волны от источников колебаний распространялись бы в них на значительное расстояние. Однако, как показывают эксперименты, колебания грунта по мере удаления от источника колебаний затухают. Наиболее интенсивное затухание колебаний наблюдается в сухих и маловлажных грунтах. При насыщенных водой пылевато-глинистых грунтах процесс затухания существенно слабее, и волны могут распространяться на большие расстояния. Интенсивность затухания колебаний зависит также от частоты возмущающей силы: при высокой частоте затухание колебаний происходит более интенсивно.

Результатом передачи грунтом колебаний на сооружение являются колебательные движения отдельных конструкций и сооружения в целом. В большинстве случаев эти колебания незначительны. Амплитуда их измеряется микронами и даже долями микрона. Однако человеческий организм остро воспринимает такие колебания и болезненно реагирует на них. Если же отдельная конструкция или сооружение испытывают резонанс, то возникают значительные колебания, амплитуда которых может достигать нескольких миллиметров. При колебаниях конструкций с амплитудой даже в десятые доли миллиметра создаются условия, недопустимые для организма человека. Это необходимо учитывать при проектировании фундаментов источников колебаний, в частности фундаментов под машины.

Ранее уже отмечалась способность песков уплотняться при динамических воздействиях. При определенной их интенсивности возможны нежелательные последствия в виде дополнительной осадки фундаментов. Уплотнение грунта при постоянной интенсивности динамических воздействий носит затухающий характер. Фундаменты, расположенные на неодинаковом расстоянии от источника колебаний будут получать различную осадку.

Кроме того, колебания вызывают в грунте напряжения, которые вместе с напряжениями от статических нагрузок могут привести к увеличению зон сдвигов под существующими фундаментами и вызвать дополнительные осадки вследствие выдавливания грунта из этих зон в стороны. Наконец, при определенной интенсивности динамических воздействий происходит разжижение насыщенных водой песков. Это явление, исследованное П. Л. Ивановым, Н. Н. Масловым,

В. А. Флориным, нередко приводит к полной потере устойчивости грунта основания. В таком случае возможны провальные осадки сооружений.

Так, в долине р. Ганг в Индии во время землетрясения в грунте «тонули» одноэтажные здания, получившие осадку 1...2 м. Такая осадка сопровождалась фонтанированием разжиженного песка в местах разрыва почвенного слоя.

Таким образом, динамические воздействия на грунты вызывают: распространение волн с затуханием их по мере удаления от источника колебаний; явление резонанса в отдельных конструкциях и сооружениях при совпадении частот свободных и вынужденных колебаний; уплотнение несвязных грунтов; изменение напряженного состояния грунтов, которое может вызвать развитие зон сдвигов и даже общую потерю устойчивости грунтов в основании; разжижение несвязных грунтов, насыщенных водой, с превращением их в тяжелую жидкость.

15.1.3. Меры по увеличению устойчивости грунтов в основании

Качество грунта часто можно улучшить, и он будет обладать достаточной устойчивостью при динамических воздействиях ожидаемой интенсивности. Для этого грунт уплотняют более интенсивными динамическими воздействиями (трамбованием или вибрированием) либо закрепляют его, иногда уплотняют грунтовыми (песчаными) сваями. В некоторых случаях грунт с неустойчивой структурой при динамических воздействиях проходят сваями или устраивают фундаменты глубокого заложения.

Существует несколько способов уменьшения динамических воздействий на сооружение от какого-либо источника колебаний. Во-первых, можно провести ряд мероприятий по демпфированию (гашению) колебаний на самом источнике колебаний путем улучшения конструкции подвески, применения специальных конструктивных виброгасителей и виброопор, уменьшения неуравновешенных масс в конструкции самого механизма, устройства наружной виброизоляции фундамента. Во-вторых, можно выполнить некоторые мероприятия в грунтах, по которым распространяются колебания. Например, осушить территорию, устроить специальные экраны в виде траншей, заполненных шлаком или другим подобным материалом. В-третьих, возможно применение мер непосредственно к сооружению. Так, устраивают свайные фундаменты, которые менее восприимчивы к колебаниям. При низкочастотных колебаниях (менее 600 импульсов в минуту) большое значение приобретают конфигурация и ориентация здания в плане, его этажность и конструктивная схема.

15.2. Фундаменты под машины

15.2.1. Типы машин

По характеру динамического воздействия машины можно разделить на две группы: периодического и непериодического действия *.

Машины периодического действия, в свою очередь, подразделяются на три подгруппы: с равномерным вращением (электродвигатели, мотор-генераторы, турбогенераторы, роторы, турбовоздуходувки и др.); с равномерным вращением и связанным с ним возвратно-поступательным движением (машины с кривошипно-шатунным механизмом — компрессоры, насосы, двигатели внутреннего сгорания, лесопильные рамы и др.); с возвратно-поступательным движением, завершающимся непрерывно следующими один за другим ударами (встряхивающие и вибрационно-ударные машины).

Машины непериодического действия также делятся на три подгруппы: с неравномерным вращением или возвратно-поступательным движением (приводные электродвигатели прокатных станов, генераторы разрывных мощностей и др.); с возвратно-поступательным движением, завершающимся отдельными ударами (молоты ковочные и штамповочные, копровые устройства и др.); с давлением, вызывающим перемещение обрабатываемого материала и передающим на фундамент случайные нагрузки (мельничные установки).

Машины с равномерным вращением теоретически уравновешены. Однако фактически и у них всегда есть некоторая неуравновешенность вращающихся частей. В результате этого на фундаменты передаются колебания, которые в ряде случаев необходимо учитывать. Значительно большую неуравновешенность сил инерции имеют машины с кривошипно-шатунным механизмом. Еще более сложную неуравновешенность имеют встряхивающие и вибрационно-ударные машины.

Машины непериодического действия преимущественно связаны с ударными нагрузками или с нагрузками, изменяющимися во времени по сложному закону.

15.2.2. Требования, предъявляемые к фундаментам под машины

Фундамент должен быть надежным основанием машины, обеспечивающим ее нормальную эксплуатацию, не должен вызывать помех в виде недопустимых колебаний конструкций

---

* Савинов О. А. Современные конструкции фундаментов под машины и их расчет, Л.: Стройиздат, 1979.

здания и других соседних сооружений. В связи с этим к фундаментам под машины предъявляют следующие требования:

1) удобство размещения, возможности сборки и надежного крепления на нем машины;

2) прочность, устойчивость и выносливость всех его элементов;

3) исключение недопустимых осадок и деформаций, нарушающих нормальную эксплуатацию машины;

4) исключение недопустимых вибраций, мешающих работе машины и обслуживающего персонала, и других помех.

5) уменьшение колебаний, передаваемых на грунты основания, если они могут отразиться на условиях нормальной эксплуатации здания, в котором размещена машина, и соседних зданий и сооружений.

Выполнение первого требования обеспечивается на заводе-изготовителе. Второе требование выполняется при проектировании фундамента путем расчета всех его железобетонных элементов, третье — должно быть удовлетворено в соответствии со СНиПом.

Вследствие небольшой статической нагрузки осадки фундаментов под машины даже при грунтах среднего качества намного меньше предельно допустимых значений, но неравномерности их могут быть значительными. Когда машины состоят из отдельных частей, их взаимное положение строго задано. Неравномерности осадки при большой длине фундамента и малой его жесткости могут привести к взаимному смещению отдельных частей машины. В возникновении неравномерностей осадки рассматриваемого фундамента существенную роль играет загрузка близко расположенных фундаментов самого здания, в котором установлена машина. Это обусловлено двумя факторами: 1) большей уплотненностью грунтов в основании фундаментов самого сооружения, если грунты уплотнились до монтажа машины; 2) медленной деформацией глин и суглинков в основании сооружения при незавершенной консолидации их до монтажа машины.

Особенно чувствительны к неравномерным осадкам фундаменты большой протяженности (фундаменты бумагоделательных машин, прокатных станов, мощных турбоагрегатов и др.).

Выполнение четвертого требования обеспечивается расчетом фундамента на динамические воздействия, развивающиеся при работе машины. Исключение вибраций самого фундамента, недопустимых для машины и рабочего персонала, является одной из основных задач проектирования фундамента под машину.

Пятое требование обычно рассматривается в двух случаях: либо при недопустимости передачи даже сравнительно небольших колебаний на конструкции сооружений (например, на фундаменты зданий с чувствительным оборудованием или жилых

домов), либо при проектировании фундаментов, передающих большие динамические нагрузки (фундаменты под молоты и т. п.).

15.2.3. Расчеты фундаментов под машины с вращательным и возвратно-поступательным движением

Точное решение задачи о колебаниях сложной системы машина — фундамент — основание в настоящее время практически не применяется. Во многих случаях в этом нет необходимости. Еще в 1933 г. Н. П. Павлюк предложил рассматривать машину с монолитным сплошным фундаментом как абсолютно твердое тело, поскольку модуль упругости металла и бетона в сотни и даже тысячи раз больше модуля упругости грунтов. Второе предложение Н. П. Павлюка сводилось к принятию основания при вибрационной нагрузке упругим, лишенным массы. Положительный опыт строительства фундаментов под машины, рассчитанных с этими допущениями, подтвердил их правомерность.

СНиП рекомендует оценивать упругие свойства грунтов основания при плоской задаче четырьмя коэффициентами: равномерного упругого сжатия C_z; неравномерного упругого сжатия (поворота) C_φ; равномерного упругого сдвига C_x; неравномерного упругого сдвига C_ψ.

Эти коэффициенты связывают напряжения σ_z, σ_x и моменты M_φ и M_ψ, действующие по подошве фундамента, с вызываемыми ими соответствующими упругими перемещениями: вертикальными Z, горизонтальными X, поворотами φ и ψ относительно главной горизонтальной оси инерции и вертикальной оси, проходящих через центр тяжести площади подошвы фундамента:

$$\left.\begin{aligned} Z &= \sigma_z/C_z = F_z/(C_z A_f) = F_z/K_z;\\ X &= \sigma_x/C_x = F_x/(C_x A_f) = F_x/K_x;\\ \varphi &= M_\varphi/(C_\varphi I) = M_\varphi/K_\varphi;\\ \psi &= M_\psi/(C_\psi I_\psi) = M_\psi/K_\psi, \end{aligned}\right\} \qquad (15.1)$$

где F_z, F_x — силы, действующие параллельно осям соответственно z и x; A_f — площадь подошвы фундамента; M_φ, M_ψ — моменты внешних сил соответственно относительно горизонтальной и вертикальной осей, проходящих через центр тяжести подошвы фундамента; I, I_ψ — моменты инерции площади подошвы фундамента соответственно относительно центральной оси, перпендикулярной плоскости действия момента, и вертикальной оси, проходящей через центр тяжести площади подошвы фундамента; K_z, K_φ, K_x, K_ψ — коэффициенты жесткости основания соответственно при равномерном и неравномерном упругом сжатии, равномерном и неравномерном упругом сдвиге; значения коэффициентов C_z, C_φ, C_x и C_ψ могут быть определены испытанием на колебания опытного фундамента.

При отсутствии экспериментальных данных СНиП рекомендует определять значение C_z для фундаментов с площадью подошвы A_f не более 200 м^2 по формуле:

$$C_z = b_0 E_0 (1 + \sqrt{A_0/A_f}), \tag{15.2}$$

где b_0 — коэффициент, м$^{-1}$; принимается для песков равным 1, для супесей и суглинков — 1,2, для глин и крупнообломочных грунтов — 1,5; E_0 — модуль общей деформации грунта, определяемый методами механики грунтов, МПа; $A_0 = 10$ м^2; A_f — площадь подошвы фундамента, м^2.

При расчете фундаментов с площадью $A_f \geqslant 50$ м^2 значение C_z, как считает О. А. Савинов *, можно определять в зависимости от расчетного сопротивления грунта:

Расчетное сопротивление грунта R, МПа	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5
C_z, МПа/м	20	40	50	60	70

Для фундаментов с площадью $A_f < 50$ м^2 значения C_z, C_φ и C_x. О. А. Савинов предложил находить приближенно по формулам

$$\left.\begin{aligned} C_z &= C_0\left[1 + \frac{2(a+b)}{\beta A_f}\right]\sqrt{\frac{p}{p_0}}; \\ C_\varphi &= C_0\left[1 + \frac{2(a+3b)}{\beta A_f}\right]\sqrt{\frac{p}{p_0}}; \\ C_x &= D_0\left[1 + \frac{2(a+b)}{\beta A_f}\right]\sqrt{\frac{p}{p_0}}, \end{aligned}\right\} \tag{15.3}$$

где C_0 — параметр, определяемый по табл. 15.1; a и b — размеры подошвы фундамента соответственно в плоскости колебаний и в перпендикулярном направлении; p — среднее давление по подошве фундамента; p_0, β, D_0 — постоянные величины ($p_0 = 0{,}02$ МПа; $\beta = 1$ м$^{-1}$; $D_0 = 0{,}7C_0$).

Значения C_φ, C_x и C_ψ нормы разрешают определять по приближенным зависимостям:

$$C_\varphi = 2C_z; \quad C_x = 0{,}7C_z; \quad C_\psi = C_z.$$

Найдя по формулам (15.3) с помощью табл. 15.1 или по указанным приближенным зависимостям значения C_z, C_φ, C_x и C_ψ, определяют коэффициенты жесткости основания:

$$K_z = C_z A_f; \quad K_\varphi = C_\varphi I; \quad K_x = C_x A_f; \quad K_\psi = C_\psi I_\psi. \tag{15.4}$$

В большинстве случаев фундаменты проектируют симметричными относительно возмущающей силы. Тогда $M_\psi = 0$ и

* Савинов О. А. Современные конструкции фундаментов под машины и их расчет. Л.: Стройиздат, 1979.

Таблица 15.1. Классификация грунтов как оснований фундаментов под машины (по О. А. Савинову)

Категория основания	Характеристика основания	Грунты	C_0, МПа/м
I	Нежесткое	Глины и суглинки текучепластичные ($I_L > 0{,}75$), супеси текучие ($I_L > 1$)	6
II	Малой жесткости	Глины и суглинки мягкопластичные ($0{,}5 < I_L \leqslant 0{,}75$)	8
		Супеси пластичные ($0{,}5 < I_L \leqslant 1$)	10
		Пески пылеватые водонасыщенные рыхлые ($e < 0{,}8$)	12
III	Средней жесткости	Глины и суглинки тугопластичные ($0{,}25 < I_L \leqslant 0{,}5$)	20
		Супеси пластичные ($0 < I_L \leqslant 0{,}5$)	16
		Пески пылеватые средней плотности сложения и плотные ($e \leqslant 0{,}8$)	14
		Пески мелкие, средней крупности и крупные независимо от влажности и плотности сложения	18
IV	Жесткое	Глины и суглинки твердые ($I_L < 0$)	30
		Супеси твердые ($I_L < 0$)	22
		Крупнообломочные грунты	26

условие возникновения неравномерного сдвига отсутствует, поэтому такую форму колебаний обычно не учитывают.

Рассмотрим простейший случай колебания, когда вертикальная возмущающая сила при работе машины изменяется пропорционально синусу времени:

$$F_z = F_z^{(0)} \sin \omega t, \tag{15.5}$$

где $F_z^{(0)}$ — наибольшее значение вертикальной силы F_z; ω — частота вынужденных колебаний, т. е. частота вращения машины, или число оборотов в течение 2π секунд; t — время, отсчитываемое от начала действия силы $F_z^{(0)}$.

Пусть эта сила и вес фундамента с машиной G действуют по вертикали, проходящей через центр тяжести подошвы фундамента (рис. 15.1, *а*). Под влиянием силы F_z фундамент совершает колебательные движения по направлению оси z. Как известно, движение фундамента (материальной точки) в этом случае определяется уравнением

$$mZ'' + K_z Z = F_z^{(0)} \sin \omega t, \tag{15.6}$$

где m — колеблющаяся масса фундамента и машины; Z — вертикальные перемещения фундамента при колебаниях; K_z — коэффициент жесткости упругого основания.

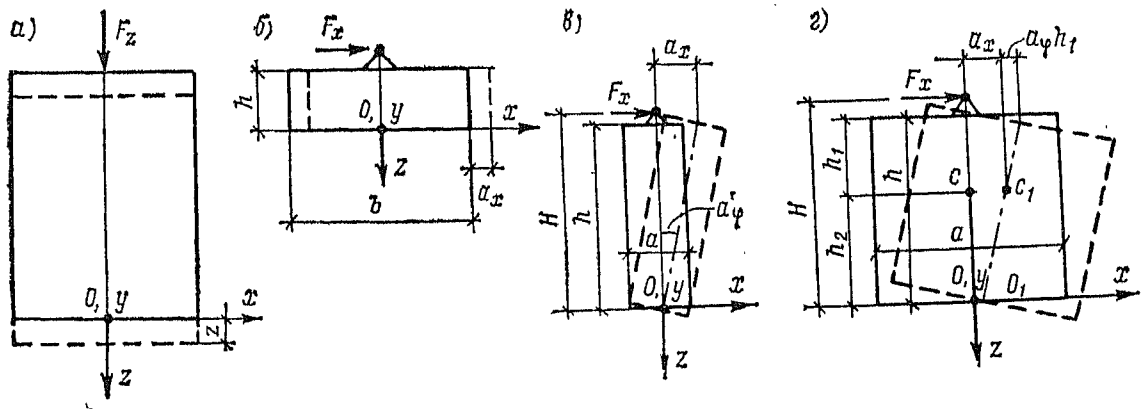


Рис. 15.1. Схемы к расчету вынужденных колебаний фундамента
а — вертикальных колебаний; *б* — горизонтальных колебаний при $b \geqslant 3h$; *в* — то же, при $b \leqslant 0{,}5h$; *г* — то же, при $0{,}5h < b < 3h$

Для решения дифференциального уравнения второго порядка (15.6) разделим его на m. Тогда

$$Z'' + (K_z/m)\, Z = \left(F_z^{(0)}/m\right) \sin \omega t. \tag{15.7}$$

Обозначив

$$K_z/m = \lambda_z^2 \tag{15.8}$$

и подставив значение K_z/m в выражение (15.7), получим:

$$Z'' + \lambda_z^2 Z = \left(F_z^{(0)}/m\right) \sin \omega t, \tag{15.9}$$

где λ_z — частота собственных колебаний фундамента по направлению оси z.

Решение уравнения (15.9) может быть представлено в виде:

$$Z = A \sin \lambda_z t + B \cos \lambda_z t + \left(F_z^{(0)} \sin \omega t\right)/\left[m\left(\lambda_z^2 - \omega^2\right)\right],$$

где A и B — произвольные постоянные, определяемые из начальных условий.

Найдя значения A и B, определяют амплитуду вертикальных вынужденных колебаний без учета их затухания

$$a_z = \left(F_z^{(0)}/m\right)/\left(\lambda_z^2 - \omega^2\right). \tag{15.10}$$

Учитывая принятое обозначение (15.8), окончательно получим

$$a_z = F_z^{(0)}/\left(K_z - m\omega^2\right). \tag{15.11}$$

В случае горизонтальной возмущающей силы F_x при малой высоте фундамента ($b > 3h$) его вращательными колебаниями можно пренебречь, Тогда амплитуду упругого сдвига фундамента (рис. 15.1, *б*) можно получить аналогично предыдущему решению в виде:

$$a_x = F_x^{(0)}/\left(K_x - m\omega^2\right), \tag{15.12}$$

где $F_x^{(0)}$ — наибольшее значение горизонтальной силы F_x.

Для высоких фундаментов ($b < 0{,}5h$) пренебрегают их упругим сдвигом. Тогда амплитуда горизонтальных смещений верха фундамента в результате вращательных колебаний относительно оси, проходящей через центр тяжести подошвы фундамента перпендикулярно плоскости его вращения, будет (рис. 15.1, *в*):

$$a_x = a'_\varphi H, \tag{15.13}$$

где

$$a'_\varphi = F_x^{(0)} H / (K_\varphi - \theta_0 \omega^2), \tag{15.14}$$

H — расстояние от подошвы фундамента до линии действия силы F_x; θ_0 — момент инерции массы установки относительно оси, проходящей через центр тяжести подошвы фундамента перпендикулярно плоскости колебаний.

При $0{,}5h < b < 3h$ амплитуду горизонтальных колебаний на уровне обреза фундамента (рис. 15.1, *г*) определяют по формуле

$$a_h = a_x + a_\varphi h_1, \tag{15.15}$$

где

$$a_x = \left[\left(K_\varphi + K_x h_2^2 - \theta\omega^2\right) F_x^{(0)} + K_x h_2 M\right]/\Delta;$$

$$a_\varphi = \left[K_x h_2 F_x^{(0)} + \left(K_x - m\omega^2\right) M\right]/\Delta;$$

$$\Delta = m\theta\omega^4 - \left(K_\varphi m + K_x h_2^2 m + K_x \theta\right)\omega^2 + K_x K_\varphi;$$

$$M = F_x^{(0)} (H - h_2);$$

h_1 — расстояние от центра тяжести установки до обреза фундамента; θ — момент инерции массы установки относительно центральной оси, перпендикулярной плоскости колебаний; h_2 — расстояние от центра тяжести установки до подошвы фундамента.

Амплитуда, скорости и ускорение колебаний рабочих мест строго ограничены правилами техники безопасности. Так, при частоте колебаний 5...8 Гц допускается амплитуда колебаний не более 0,15...0,05 мм, а при 75...100 Гц — соответственно 0,005... 0,003 мм.

Учитывая, что ограничение амплитуды колебаний ограничивает при данной частоте скорость и ускорение колебаний, при проектировании фундаментов стремятся в основном к уменьшению амплитуды. В связи с этим при вертикальных колебаниях стараются увеличить значение K_z, которое зависит от площади подошвы A_ϕ. Надо одновременно иметь в виду, что это может привести к увеличению массы m. Пропорциональное их изменение мало влияет на значение a_z (см. формулу (15.11)). Поэтому при вертикальной возмущающей силе делают фундамент с максимальной подошвой и с минимальной массой (рис. 15.2, *а*)*.

---

* Савинов О. А. Современные конструкции фундаментов под машины и их расчет. Л.: Стройиздат, 1979.

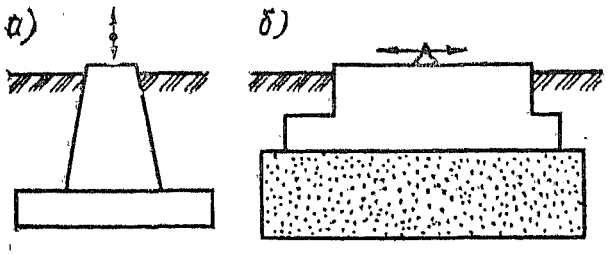


Рис. 15.2. Конструкции фундаментов под машины

При горизонтальной возмущающей силе или моменте стремятся применять фундаменты малой высоты — распластанные. Для этого под ними при необходимости делают песчаную подушку (рис. 15.2, *б*).

15.2.4. Фундаменты под машины ударного действия

При ударных нагрузках остальные движения (поступательно-вращательные и др.) обычно не играют существенной роли. Наиболее жестким режимом работы из машин ударного действия обладают ковочные и штамповочные молоты. Когда молот ударяет по наковальне, возникают значительные колебания, которые не рекомендуется передавать непосредственно на грунт. Кроме того, при жестком ударе о наковальню может разрушаться тело самого фундамента. В связи с этим фундаменты молотов делают сложной конструкции (рис. 15.3, *а*): они состоят из шабота *1*, подшаботных прокладок *2* (из дерева или другого упругого материала) и подшаботной плиты *4* со стенками *3*. Фундаменты под молоты рассчитывают как систему с двумя степенями свободы (рис. 15.3, *б*). Практика устройства фундаментов под молоты позволила выработать следующие рекомендации.

Площадь подошвы A и массу фундамента m_f определяют по приближенным формулам:

$$A \geqslant 20\,(1+\varepsilon)\,vm_0/R; \tag{15.16}$$

$$m_f = 8\,(1+\varepsilon)\,vm_0 - m_1, \tag{15.17}$$

где ε — коэффициент восстановления скорости при ударе; v — скорость падающих частей молота в момент, предшествующий удару, м/с; m_0 — расчетное значение массы падающих частей молота, т; R — расчетное сопротивление грунта основания; m_1 — расчетное значение массы шабота со станиной, т.

Значение ε принимают при штамповке штамповочными молотами стальных изделий равным 0,5, изделий из цвет-

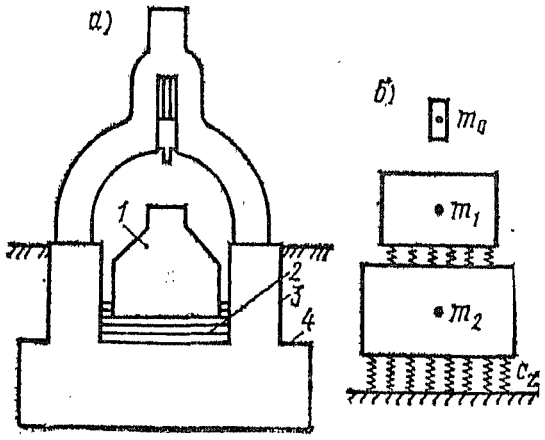


Рис. 15.3. Схемы фундамента ковочного молота
а — конструктивная; *б* — расчетная

ного металла — равным 0, для ковочных молотов принимают $\varepsilon = 0{,}25$. Минимальную толщину подшаботной плиты фундамента $h_{ch.p}$ определяют по СНиПу в зависимости от массы падающих частей:

m_0, т	<1	1 ... 2	2 ... 4	4 ... 6	6 ... 10	10
$h_{ch.p}$, м	1	1,25	1,75	2,25	2,6	3

Минимальную толщину деревянных прокладок h_p принимают приближенно * в зависимости от массы падающих частей молота m_0:

m_0, т	$\leqslant 1$	2	3	5	$\geqslant 10$
h_p, м	0,2 ... 0,4	0,5	0,6	0,8 ... 1,0	1,2 ... 1,4

Задавшись размерами фундамента при центральном загружении, по СНиПу определяют амплитуду вертикальных колебаний a_z и сравнивают ее с предельно допустимой амплитудой a_u:

$$a_z = (1 + \varepsilon)\, v m_0 / [(1 + 1{,}6\xi_z)\, \lambda_z m] \leqslant a_u, \qquad (15.18)$$

где ξ_z — коэффициент относительного деформирования для вертикальных колебаний, определяемый согласно СНиПу: $\xi_z = 2\sqrt{E_0/(C_z p_m)}$; λ_z — частота собственных колебаний по направлению оси z; m — расчетное значение массы фундамента с машиной и засыпкой грунта на его уступах; p_m — среднее давление по подошве фундамента от расчетных статических нагрузок.

Предельно допустимую амплитуду колебаний a_u для всех грунтов, кроме песков, принимают равной 1,2 мм. Если в основании залегают насыщенные водой пески любой крупности, а также маловлажные пески мелкие и пылеватые, значение уменьшают до 0,8 мм.

При внецентренном ударе расчет усложняется. Методы таких расчетов, а также методы расчетов фундаментов под другие виды машин изложены в СНиПе и в специальной литературе.

15.2.5. Меры по изменению частоты собственных колебаний фундаментов

Рассмотренные в п. 15.2.3. расчеты фундаментов под машины с возвратно-поступательным движением являются простейшими задачами, которые можно свести к плоской задаче,

* Савинов О. А. Современные конструкции фундаментов под машины и их расчет. Л.: Стройиздат, 1979.

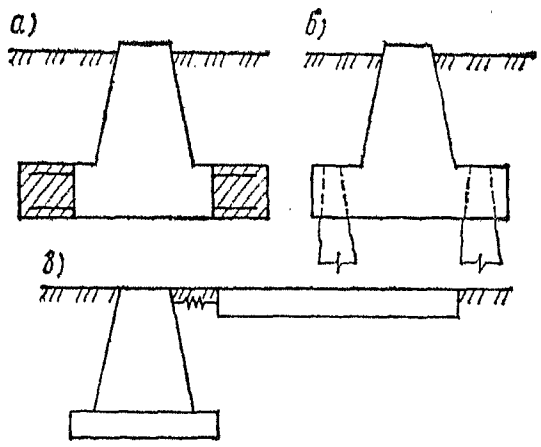


Рис. 15.4. Приемы изменения частоты собственных колебаний фундамента

Даже при решении этих простейших задач пришлось заменять оценку сложной работы грунта как упругого тела на условную оценку жесткости основания с помощью коэффициентов K_z, K_φ и K_x, зависящих от упругих характеристик C_z, C_φ и C_x. Последние, к сожалению, определяются весьма приближенно, так что производимые расчеты не могут претендовать на достаточную точность. В то же время амплитуды колебаний зависят от разностей $K_z - m\omega^2$; $K_x - m\omega^2$ и $K_\varphi - \theta_0\omega^2$, которые находятся в знаменателях выражений (15.11), (15.12) и (15.15). Когда указанные знаменатели стремятся к нулю, амплитуды колебаний растут теоретически до бесконечности — наблюдается резонанс. В связи с этим при расчетах приходится учитывать затухание собственных колебаний, что при состоянии фундамента, близком к резонансному, все же иногда приводит к большим амплитудам колебаний.

Поскольку амплитуда колебаний фундамента может оказаться недопустимо большой вследствие неточности расчета и приближенности определения расчетных коэффициентов, иногда при проектировании фундаментов предусматривают возможность изменения частоты их собственных колебаний после возведения. К приемам, обеспечивающим такую возможность, относится увеличение площади подошвы фундамента без существенного изменения его массы (рис. 15.4, *а*). Для этого из устраиваемого фундамента заблаговременно выпускают арматуру. Иногда более целесообразно усилить основание сваями, для чего в выступающих частях делают отверстия, через которые в дальнейшем бурят скважины и устраивают буронабивные сваи (рис. 15.4, *б*).

Труднее изменять частоту собственных колебаний в горизонтальном направлении. Решая эту задачу, Н. П. Павлюк с А. Д. Кондиным предложили присоединить к верхней части чрезмерно колеблющегося фундамента плиту через упругие связи. Плита в таком случае рассматривается в качестве второй массы (рис. 15.4, *в*). В результате получается система из двух материальных точек, связанных упругой связью. Такое решение часто приводит к желаемому результату.

15.3. Фундаменты в условиях сейсмических воздействий

15.3.1. Учет сейсмических сил при проектировании фундаментов и подпорных стенок

Оценка интенсивности сейсмического воздействия рассмотрена в п. 4.5. Учет воздействий интенсивностью 7...9 баллов на сооружения рассматривается в курсах строительной механики и архитектуры, где даются также методы определения нагрузок при сейсмических воздействиях. При проектировании фундаментов задача сводится к обеспечению их устойчивости во время землетрясения для исключения нарушений работы надземных конструкций. В связи с этим фундаменты, наряду с обычным расчетом по второй группе предельных состояний (по деформациям), в обязательном порядке рассчитывают по первой группе предельных состояний на устойчивость, особенно на сдвиг по подошве или вместе с массивом грунта. При расчете учитывают силу сейсмического воздействия на надземные конструкции и силы инерции, действующие на фундамент при землетрясении.

Учет сейсмических воздействий отражается главным образом на расчете подпорных стенок и стен подвальных помещений. При расчете подпорных стенок учитывают раздельно инерционное сейсмическое давление грунта и давление, вызванное изменением напряженного состояния среды при прохождении в ней сейсмических волн.

Активное $q_{a.c}$ и пассивное $q_{p.c}$ давления сыпучего грунта на подпорные стенки с учетом сейсмического воздействия на него определяют по формулам

$$\left.\begin{aligned} q_{a.c} &= [1 + K_c \operatorname{tg}(45^\circ + \varphi_I/2)]\,\sigma_a; \\ q_{p.c} &= [1 - K_c \operatorname{tg}(45^\circ - \varphi_I/2)]\,\sigma_p, \end{aligned}\right\} \qquad (15.19)$$

где K_c — коэффициент сейсмичности (принимается при интенсивности 7 баллов, равным 0,025, при 8 баллах — 0,05, при 9 баллах — 0,1); φ_I — расчетный угол внутреннего трения грунта при расчете по устойчивости; σ_a и σ_p—соответственно активное и пассивное давление грунта при статическом состоянии.

Дополнительные горизонтальные нормальные σ_h и касательные τ_h напряжения, возникающие в грунте при прохождении сейсмических волн, находят из выражений:

$$\left.\begin{aligned} \sigma_h &= \pm \frac{1}{2\pi} K_c \gamma C_p T_0; \\ \tau_h &= \pm \frac{1}{2\pi} K_c \gamma C_s T_0, \end{aligned}\right\} \qquad (15.20)$$

где γ — удельный вес грунта; C_p, C_s — скорости распространения соответственно продольных и поперечных сейсмических волн в грунте, определяемые экспериментально; T_0 — преобладающий период сейсмических колебаний (обычно принимают $T_0 = 0{,}5$ с).

Кроме того, при расчете учитывают сейсмические нагрузки, прикладываемые как инерционные силы к самой подпорной стенке. Их определяют по формуле

$$S_{ik} = Q_k m_1 K_c \beta_i^0 \eta_{ik}, \qquad (15.21)$$

где Q_k — вес элемента сооружения, отнесенный к точке k; m_1 — коэффициент, изменяющийся от 1 до 1,5 в зависимости от класса сооружения; $\beta_i^0 \eta_{ik}$ — произведение коэффициента динамичности и коэффициента, учитывающего форму колебаний (для подпорных стенок принимают $\beta_i^0 \eta_{ik} = 1{,}5$).

Подпорные стенки не рекомендуется делать большой высоты.

Вопрос о применении анкеров для удержания подпорных стенок не изучен в достаточной степени. При прохождении сейсмической волны и длинных анкерных тягах могут возникнуть существенные дополнительные усилия, а после ее прохождения тяги могут ослабнуть, что отразится на положении подпорной стенки. Для исключения этого целесообразно по окончании сейсмического воздействия своевременно производить дополнительное натяжение ослабевших анкерных тяг.

15.3.2. Конструктивные особенности фундаментов

При проектировании фундаментов для строительства в сейсмических районах приходится учитывать некоторые особенности их работы в условиях сейсмического воздействия. Во избежание нарушения частоты собственных колебаний однородных конструкций фундаменты отдельного сооружения или отсека здания закладывают на одну и ту же глубину. Как исключение допускается устройство уступа подошвы фундаментов 1 : 2 в местах переходов от глубоко заложенных фундаментов одного отсека к фундаментам другого отсека, имеющим меньшую глубину заложения. В фундаментах и стенах подвалов из крупных блоков делают перевязку кладки на глубину не менее 1/3 высоты блока. Для исключения подвижки здания по обрезу фундаментов гидроизоляцию стен выполняют из слоя цементного раствора. Применение гидроизоляции на битумной или иной пластичной основе не допускается.

Поскольку при прохождении сейсмической волны поверхность грунта может испытывать растяжение в том или ином направлении, целесообразно колонны каркасных зданий располагать на сплошных фундаментных плитах, перекрестных ленточных фундаментах или соединять фундаменты и свайные ростверки железобетонными вставками (рис. 15.5), которые исключали бы подвижку фундаментов относительно друг друга. При сборных ленточных фундаментах под стены по их обрезу устраивают армированный пояс, работающий на растяжение.

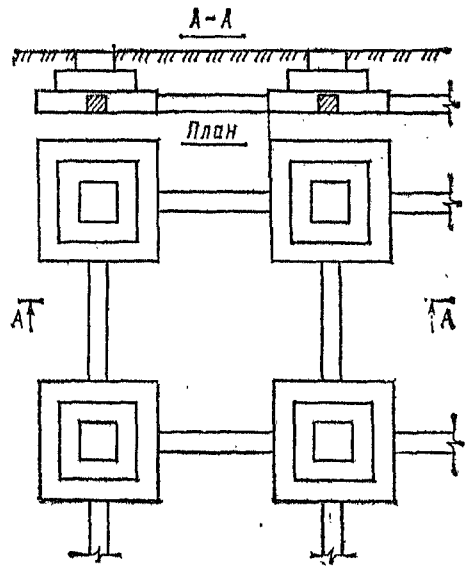


Рис. 15.5. Устройство отдельных фундаментов с связевыми вставками

При применении свайных фундаментов стремятся опереть нижние концы свай на плотные грунты, а непрерывный ростверк располагать на одной и той же глубине в каждом отдельном отсеке. Для восприятия возникающих горизонтальных сейсмических сил сваи прочно заделывают в ростверке.

Особенно неблагоприятными грунтами в основании являются насыщенные водой пески, находящиеся в рыхлом состоянии. Такие пески при сейсмическом воздействии могут разжижаться, что будет сопровождаться провальной осадкой фундаментов. В связи с этим рыхлые пески нецелесообразно использовать в качестве основания без предварительного их уплотнения вибрированием, песчаными сваями или иным способом.

Слабые пылевато-глинистые грунты, находящиеся в текучем и текучепластичном состоянии, также должны быть качественно улучшены (уплотнены, закреплены, частично заменены на уплотненный песок и т. п.).

Проектирование фундаментов и надземных конструкций с учетом сейсмических воздействий гарантирует устойчивость сооружения при землетрясении.

16. УСИЛЕНИЕ ОСНОВАНИЙ И ФУНДАМЕНТОВ И ИЗМЕНЕНИЕ УСЛОВИЙ РАБОТЫ ГРУНТОВ В ОСНОВАНИИ

16.1. Причины, обусловливающие необходимость усиления оснований и фундаментов

При реконструкции предприятий, связанной с их техническим перевооружением, при капитальном ремонте зданий, прокладке подземных коммуникаций, возведении новых фундаментов около существующих сооружений, а также при развивающейся во времени недопустимой осадке возникает необходимость в оценке степени обеспечения фундаментами дальнейшей

нормальной эксплуатации сооружений, а в соответствующих случаях — в усилении и переустройстве фундаментов. Основными причинами, приводящими к этому, являются: увеличение нагрузки на фундаменты, разрушение кладки фундамента или снижение его гидроизолирующих качеств, ухудшение условий устойчивости оснований и увеличение деформативности грунтов, непрерывное развитие недопустимых перемещений.

16.1.1. Увеличение нагрузки на фундаменты

При реконструкции предприятий, капитальном ремонте и надстройке зданий, как правило, возрастает нагрузка на фундаменты. В результате давление по их подошве становится больше расчетного сопротивления, принятого при проектировании фундаментов. Однако грунты под существующими фундаментами с течением времени уплотнились и могут нести дополнительную нагрузку, поэтому далеко не во всех случаях требуется принимать меры по усилению основания.

К сожалению, взять образцы грунта из-под фундамента или испытать грунт на месте обычно затруднительно. По опыту же возведения надстроек зданий во многих городах расчетное давление на уплотненные грунты часто можно принять до 40 % большим. Конечно, увеличение нагрузки по возможности распределяют равномерно на все фундаменты. Такое решение принимают при отсутствии видимых деформаций (трещин) в несущих конструкциях. В связи с этим при увеличении нагрузки на фундаменты необходимо обследовать конструкции для установления их состояния. При хорошем состоянии конструкций, включая фундаменты, допускается передача повышенного давления на уплотнившиеся грунты основания, в необходимых случаях производится расчет дополнительных осадок. Последние, как правило, не должны превышать 30...40 % предельно допустимых осадок при новом строительстве.

Таким образом, при повышении нагрузки на фундаменты в отношении работы грунтов в основании во многих случаях все обстоит благополучно, что нельзя сказать о работе самого фундамента как конструкции. Наиболее неблагоприятно изменение работы железобетонных фундаментов, получающих изгиб. Такие конструкции должны быть проверены с учетом изменения прочности бетона за период эксплуатации.

16.1.2. Разрушение кладки фундамента

Кладка фундамента обычно разрушается в агрессивной среде. В результате из-за снижения прочности бетона и раствора бутовой кладки фундамент перестает выполнять свое назначение и надземные конструкции получают большую осадку. Иног-

да в фундаментах корродирует арматура. Этот процесс особенно интенсивно развивается при наличии блуждающих токов. Коррозия арматуры исключает работу фундамента на изгиб, что приводит к уменьшению площади, передающей давление от сооружения на грунт, и, следовательно, к развитию значительных дополнительных осадок.

Если фундамент выполняет также функцию гидроизолирующей конструкции, его начальная небольшая водопроницаемость может со временем увеличиться вследствие выщелачивания бетона, что приведет к необходимости восстановления его плотности.

16.1.3. Ухудшение условий устойчивости оснований и увеличение деформативности грунтов

Устойчивость основания зависит от напряженного состояния и прочностных характеристик грунта φ и c. Под воздействием дополнительного увлажнения в грунтах существенно снижается сцепление и возможно уменьшение угла внутреннего трения. То и другое отражается на устойчивости основания.

Иногда изменяется напряженное состояние грунтов основания, в результате чего ухудшаются условия устойчивости фундаментов и части основания. Устойчивость грунтов под фундаментом, как известно, обусловливается пригрузкой, действующей по сторонам от него. Если в результате углубления пола подвала или отрывки котлована около фундаментов эта пригрузка уменьшается, возможен выпор грунта из основания в сторону уменьшенной пригрузки.

Деформативность грунтов основания может увеличиться при механической или химической суффозии, при интенсивном гниении органических веществ, содержащихся в грунте, дополнительном увлажнении просадочных лёссов и оттаивании вечномерзлых грунтов.

16.1.4. Развитие недопустимых перемещений

Развитие недопустимых перемещений происходит, как правило, либо из-за ошибки проектировщиков, переоценивших несущую способность грунтов основания, либо в результате ошибки строителей, допустивших значительное нарушение природной структуры грунтов в основании в процессе устройства фундаментов, либо вследствие выпуска (перемещения) массы грунта в подземные выработки. Иногда недопустимые неравномерности просадок наблюдаются при замачивании грунтов либо при сдвижении пород в процессе подработки территории. Во всех этих и других случаях необходимо решать вопрос об усилении оснований и фундаментов.

16.2. Приемы усиления оснований и фундаментов

Применяют следующие основные приемы усиления оснований и фундаментов и изменения условий работы грунтов: уширение подошвы; увеличение глубины ее заложения; пересадка фундамента на сваи; возвращение фундамента, смещенного в сторону, в проектное положение; закрепление кладки фундамента; взятие кладки в обойму; закрепление грунтов основания. Все эти приемы можно подразделить на три группы; 1) изменение условий передачи давления на грунт; 2) увеличение прочности кладки фундамента; 3) увеличение прочности и уменьшение деформативности грунтов в основании.

16.2.1. Изменение условий передачи давления на грунт

Условия передачи давления на грунт изменяются при двустороннем и одностороннем уширении подошвы фундаментов, увеличении глубины ее заложения и пересадке фундаментов на сваи.

Подошву фундаментов уширяют в целях передачи давления на большую площадь. Если уширения делают без обжатия грунта основания (рис. 16.1, *а*), то они вступают в работу лишь при увеличении нагрузки, когда появляются дополнительные

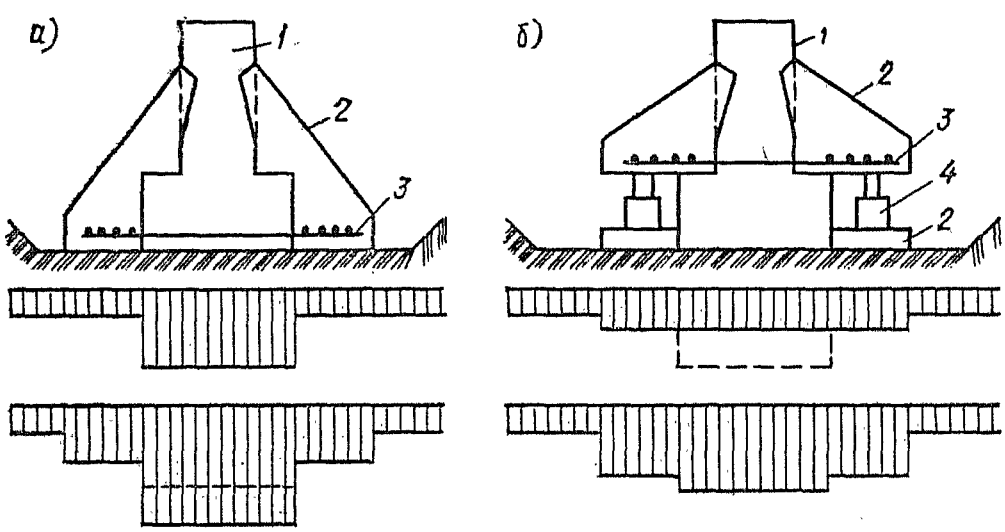


Рис. 16.1. Схемы уширения подошвы фундамента (с эпюрами давления в плоскости подошвы)

а — без обжатия грунта основания (верхняя эпюра — до усиления; нижняя эпюра — после усиления и загрузки фундамента); *б* — с обжатием грунта основания с помощью домкратов (верхняя эпюра — после обжатия, до усиления показана пунктиром; нижняя эпюра — после усиления и загрузки фундамента); *1* — существующий фундамент; *2* — конструкции уширений; *3* — арматура; *4* — домкрат

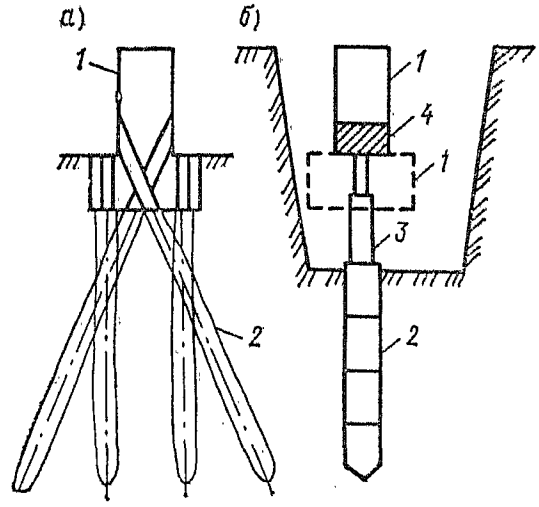


Рис. 16.2. Пересадка фундамента на сваи

1 — набивные (инъекционные); *б* — вдавливаемые звеньями; *1* — фундамент; *2* — свая; *3* — домкрат; *4* — упорная плита

осадки. Уширенные части фундамента воспринимают только часть увеличивающейся нагрузки (см. нижнюю эпюру на рис. 16.1, *а*). Значительная часть этой нагрузки будет передаваться через подошву старого фундамента; это вполне допустимо, поскольку выпор грунта в стороны невозможен из-за наличия дополнительной пригрузки основания уширениями фундамента (см. нижнюю эпюру на рис. 16.1, *а*). Для уменьшения развития дополнительных осадок уширенного фундамента грунт под уширениями предварительно обжимают с помощью домкратов (рис. 16.1, *б*). После обжатия до снятия домкратов полости между домкратами вдоль фундамента заделывают бетоном.

Глубину заложения подошвы фундамента увеличивают редко, так как при этом приходится выполнять работы захватками. Сначала делают подкоп под частью фундамента, устраивают в пределах захватки новый фундамент и включают его в работу, обжимая домкратами грунт под ним. Затем переходят к возведению следующей части нового фундамента. И так до тех пор, пока под всем фундаментом грунт не будет заменен на кладку по проекту. Такого рода работы обычно производят при разрушении верхней части деревянных свай под ростверком в результате развития гнилостного процесса из-за понижения уровня подземных вод.

В настоящее время фундаменты чаще всего усиливают путем пересадки их на сваи. Для этого либо делают буроинъекционные сваи — бурят через фундамент наклонные скважины диаметром 15...25 см, в которые под значительным давлением нагнетают бетонную смесь (рис. 16.2, *а*), либо вдавливают звенья железобетонных свай под фундамент домкратами (рис. 16.2, *б*). Применяют и другие приемы использования свай для усиления фундаментов.

В случае смещения фундаментов в сторону их либо возвращают в первоначальное положение домкратами, либо устраивают одностороннее уширение. При возникновении крена сооружения его уменьшают поднятием или опусканием всего сооружения.

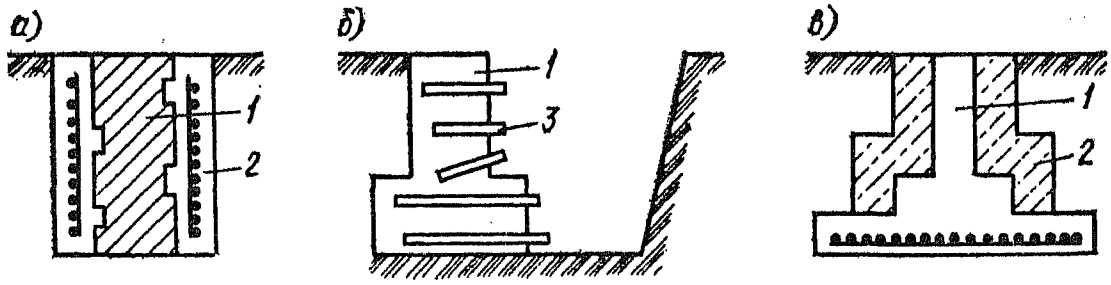


Рис. 16.3. Увеличение прочности кладки фундамента

а — взятие фундамента в обойму; *б* — инъекция раствора; *в* — уменьшение выноса консолей для уменьшения усилий в арматуре; *1* — фундамент; *2* — железобетонная обойма; *3* — трубки для инъекции раствора

16.2.2. Увеличение прочности кладки фундамента

Если прочность кладки бетонного, железобетонного или бутового фундамента недостаточна, его заключают в железобетонную (иногда в металлическую) обойму (рис. 16.3, *а*) или инъецируют в кладку цементационный раствор (рис. 16.3, *б*). Иногда применяют оба способа усиления одновременно: сначала устраивают обойму с постановкой в ней трубок для инъекции, а после твердения бетона обоймы производят цементацию. Для уменьшения напряжений в нижней арматуре фундамента можно делать обойму только в верхней части фундамента. В таком случае консольные выступы фундамента резко уменьшаются, что сопровождается уменьшением усилий в арматуре (рис. 16.3, *в*).

Снижения водопроницаемости толстостенных бетонных и железобетонных конструкций добиваются инъецированием в них цементационного или химического раствора.

16.2.3. Увеличение прочности грунтов в основании закреплением

Большинство из рассмотренных в п. 12.4 способов закрепления грунтов дороги. Однако для того чтобы сохранить

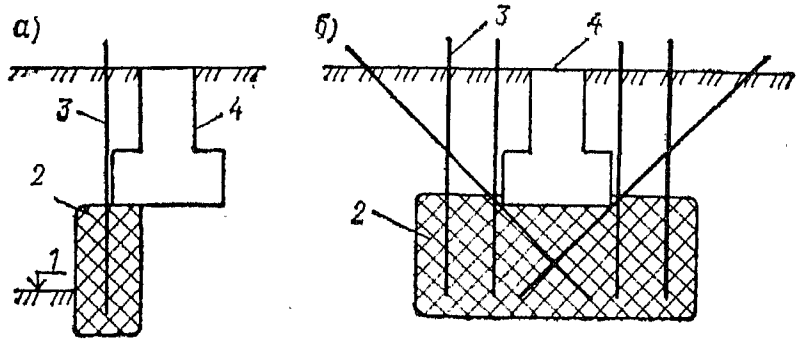


Рис. 16.4. Схемы закрепления грунта под фундаментом

а — в целях отрывки более глубокого котлована около фундамента; *б* — для увеличения площади передачи давления на грунт; *1* — отметка отрывки котлована; *2* — закрепленный грунт; *3* — инъектор; *4* — фундамент

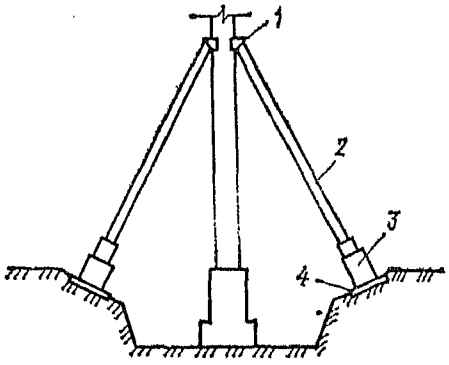


Рис. 16.5. Схема временного крепления стены при разработке грунта вокруг фундамента

1 — распределенная балка (деревянная или металлическая); *2* — подкос; *3* — домкрат; *4* — распределительная плита

грунт в основании под сооружением, иногда целесообразно его закрепить. В последующем около закрепленного грунта можно отрывать более глубокие котлованы. Кроме того, закрепленный грунт может выдержать большую нагрузку и передать ее на бóльшую площадь основания (рис. 16.4).

16.2.4. Техника безопасности при усилении фундаментов

Поскольку при усилении фундаментов часто приходится разрабатывать грунт вокруг них до отметки подошвы и ниже, необходимо нагрузку от конструкций временно передавать на подкосы (рис. 16.5), опираемые через плиты на грунт, способный уплотняться. Так как осадка вывешиваемых конструкций недопустима, подкосы целесообразно ставить на домкраты, подавая давление в которые (по расчету) можно опрессовывать грунт под подкосами. Только после завершения работ по усилению фундамента давление в домкратах постепенно снижают. Иногда опрессовку грунта производят постановкой встречных клиньев, которые систематически подбивают.

При производстве работ по усилению фундаментов рабочий персонал должен быть детально проинструктирован. Кроме того, эти работы в связи с их спецификой должны выполняться либо специализированной организацией, либо под руководством опытного инженера.

16.3. Устройство фундаментов вблизи существующих сооружений

16.3.1. Причины, приводящие к осадке существующих сооружений

Существующие здания при возведении около них фундаментов часто получают недопустимые деформации. Причин этому несколько:

1) выпор грунта в стороны котлована (рис. 16.6, *а*);

2) вымывание грунта грунтовой водой из-под существующих фундаментов при открытом водоотливе из котлована (рис. 16.6, *б*);

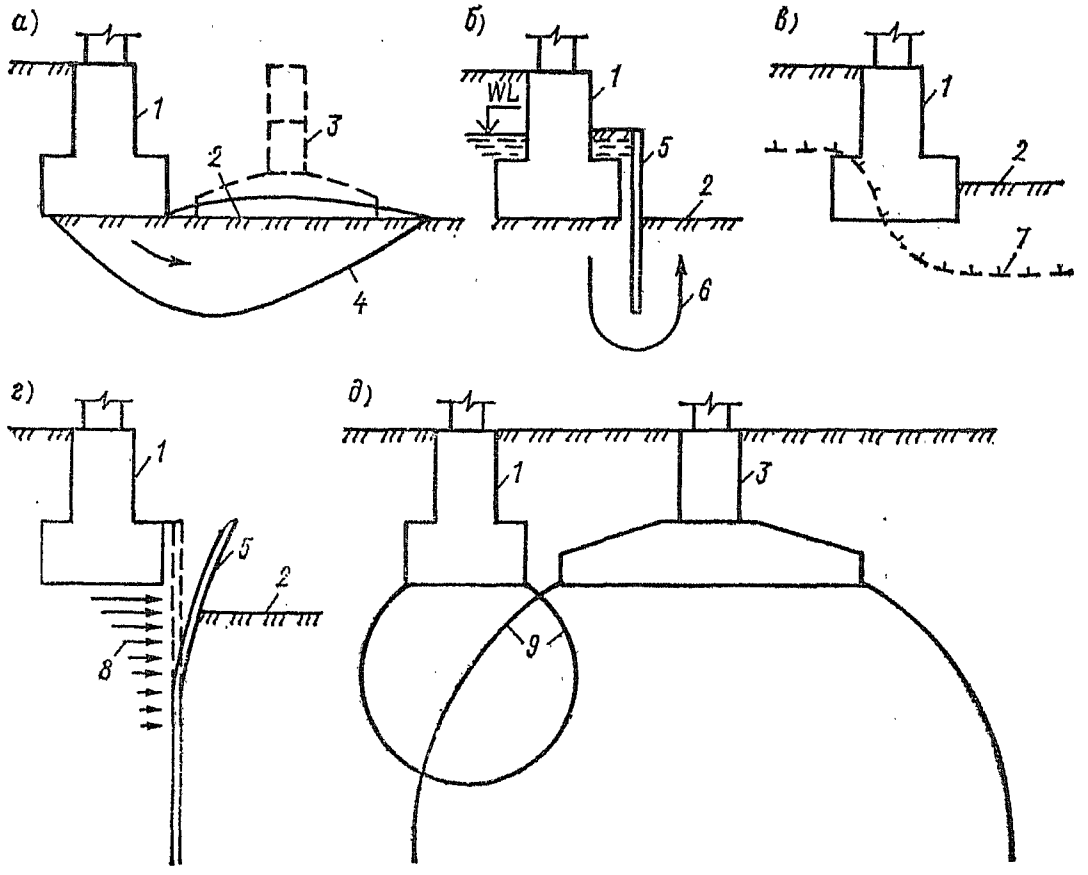


Рис. 16.6. Случаи развития дополнительных осадок существующих зданий при возведении около них фундаментов

а — выпор грунта в сторону отрываемого котлована; *б* — вымывание (суффозия) грунта из-под фундамента; *в* — промерзание грунта; *г* — смещение шпунта; *д* — дополнительное уплотнение грунта под фундаментом; *1* — существующий фундамент; *2* — дно котлована; *3* — новый фундамент; *4* — поверхность скольжения при выпоре грунта; *5* — шпунт; *6* — направление движения грунтовой воды; *7* — граница промерзания; *8* — давление грунта на шпунтовую стенку; *9* — границы зон деформации уплотнения грунта в основании

3) уплотнение несвязного грунта динамическими воздействиями при забивке шпунта, свай, раздроблении шар- или клин-молотом мерзлого грунта или старых фундаментов (см. 15.1);

4) промораживание грунта под фундаментом (рис. 16.6, *в*);

5) смещение шпунта в сторону котлована (рис. 16,6, *г*);

6) уплотнение грунтов под действием нагрузок, передаваемых новым сооружением на основание (рис. 16.6, *д*);

7) развитие отрицательного трения, действующего на сваи.

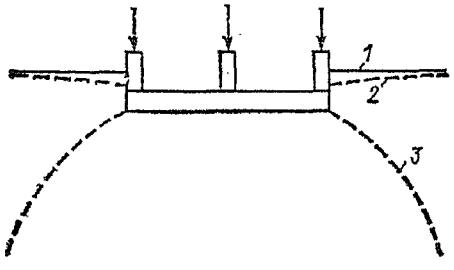


Рис. 16.7. Деформация горизонтальной поверхности земли около загруженной сплошной фундаментной плиты

1 — поверхность грунта до деформации; *2* — то же, после деформации уплотнения; *3* — граница зоны уплотнения

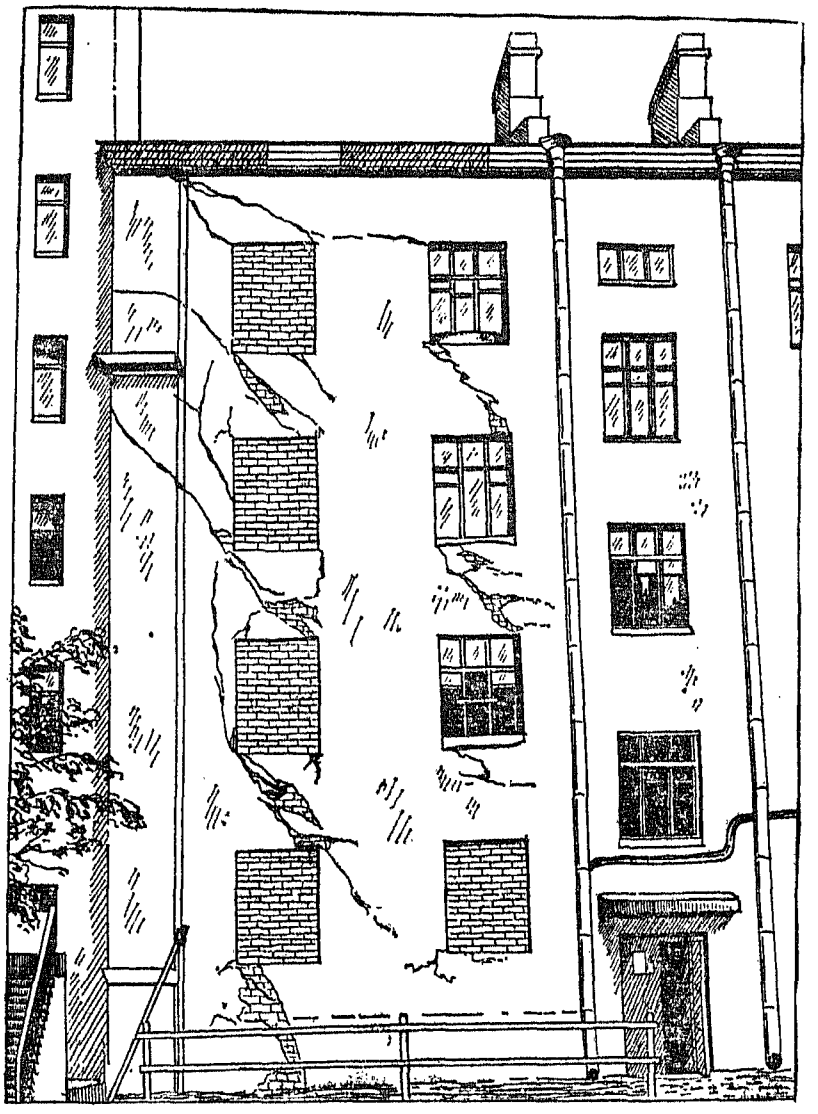


Рис. 16.8. Повреждение кладки стен 4-этажного здания на ленточных фундаментах после возведения около него 11-этажного дома

Смещение шпунта в сторону котлована происходит довольно часто. Строители привыкли рассматривать шпунтовые ограждения как конструкции, исключающие только обрушение грунта в котлован, и проектируют их, исходя из условий прочности и устойчивости, не считаясь с их горизонтальными деформациями. Наличие фундамента существующего здания около шпунтовой стенки заставляет не только обеспечивать ее прочность, но и исключать ее горизонтальные перемещения. Это достигается постановкой распорок или анкеров (см. п. 13).

Шестая и седьмая причины связаны с деформациями грунтов в основании. Чем тяжелее возводимое сооружение, чем ближе оно расположено к существующему зданию и чем больше сжимаемость грунтов в пределах большой глубины, тем

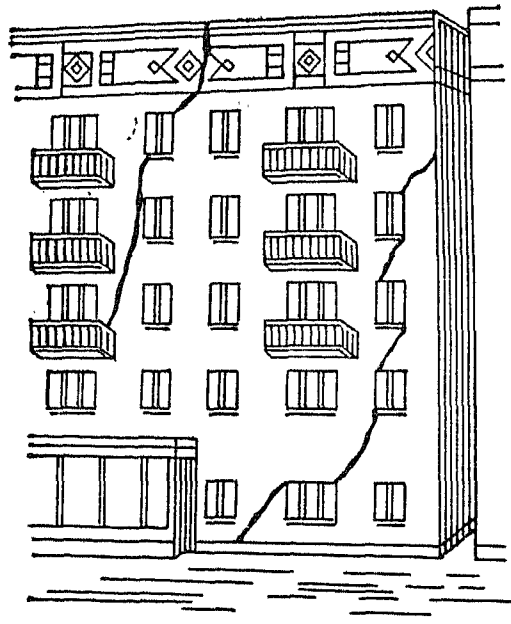


Рис. 16.9. Деформация кирпичного здания на сваях после возведения около него здания на естественном основании

значительней осадка возводимого сооружения и больше воронка оседания (рис. 16.7), т. е. осадка поверхности грунта около площади загружения. Фундаменты существующих зданий, подземные коммуникации и другие устройства, находящиеся вблизи возводимого сооружения, попав в воронку оседания, получают осадку, которая приводит к деформации конструкций. На рис. 16.8 показана деформация кирпичного здания после возведения около него 11-этажного дома.

Возникновение отрицательного трения наблюдалось в Киеве, когда около здания на 12-метровых сваях построили здание на естественном основании. Дом на сваях начал получать осадки, и в стенах его появились значительные трещины (рис. 16.9).

Исследования С. Н. Сотникова и А. А. Собенина показали, что расположение новых более высоких зданий вплотную к существующим при наличии относительно сжимаемых грунтов в основании приводит к дополнительной осадке последних. Дополнительная осадка наблюдается реже, если к существующим зданиям пристраиваются более легкие здания с меньшим числом этажей.

16.3.2. Меры по уменьшению влияния загружения соседних фундаментов

Первые пять причин возможного развития дополнительных осадок существующих зданий связаны с производством работ и могут быть исключены. Сложнее предотвратить уплотнение грунта под фундаментами существующих зданий при возведении около них новых тяжелых сооружений. В этих случаях защитными мероприятиями являются консольное примыкание и отнесение возводимого фундамента на несколько метров от фундамента существующего здания. Это смягчает указанное влияние, так как воронка оседания иногда распространяется в стороны на значительные расстояния. Приближенно можно принять, что воронка распространяется в стороны на толщину актив-

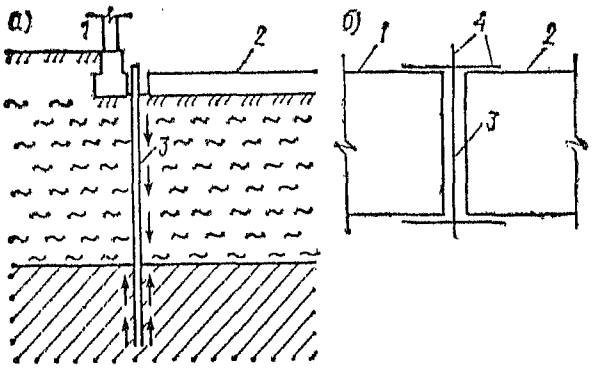


Рис. 16.10. Схема устройства разъединительной шпунтовой стенки

а — разрез; *б* — план; *1* — существующее здание; *2* — фундаментная плита; *3* — шпунтовая стенка; *4* — шпоры шпунтовой стенки

ной зоны (мощность сжимаемой толщи). Более точно размеры воронки оседания можно определить методом расчета влияния загружения соседних фундаментов. Такой расчет рекомендуется выполнять по методу ограниченно сжимаемой толщи (7.4).

Практически полного исключения влияния загружения основания достигают разделением его шпунтом, погружаемым глубже активной зоны (рис. 16.10). Шпунт должен врезаться в плотные грунты. При этом важно, чтобы отрицательное трение, развивающееся в пределах уплотняемой толщи грунтов и действующее на шпунтовую стенку, последняя передавала на подстилающие плотные грунты. Шпунтовая стенка в плане должна иметь шпоры (рис. 16.10, *б*), развитые в стороны приблизительно на $0{,}25h$ (где h — мощность сжимаемой толщи) или на $0{,}5h$, если шпунт забивается вдоль существующего или нового фундамента. С помощью разъединительного шпунта устраняется и влияние уплотнения грунта на развитие отрицательного трения при свайных фундаментах.

17. ВЫБОР ОПТИМАЛЬНЫХ РЕШЕНИЙ ПРИ ПРОЕКТИРОВАНИИ ОСНОВАНИЙ И ФУНДАМЕНТОВ

17.1. Вариантность решений

В п. 9.4 было отмечено, что при проектировании и строительстве фундаментов необходимо комплексно рассматривать три фактора: инженерно-геологические условия строительства, чувствительность конструкций возводимого сооружения к неравномерным осадкам и способ возведения фундаментов (поскольку во время строительства может быть нарушена природная структура грунтов в основании). Кроме того, иногда приходится считаться с технической вооруженностью строительной организации. Последнее обстоятельство, однако, необходимо учитывать только при возведении небольшого числа фундамен-

тов. При больших объемах строительства проектная организация должна добиваться развития технической вооруженности строительных организаций, чтобы можно было выполнить работы по устройству фундаментов наиболее рациональным способом. Вследствие этого в дальнейшем вопрос технической вооруженности строительной организации не рассматривается.

При проектировании фундаментов группы сооружений (зданий) или отдельного объекта прежде всего оцениваются инженерно-геологические и гидрогеологические условия возможной территории строительства. Объекты на этой территории желательно размещать таким образом, чтобы застраивались благоприятные площадки (с грунтами наиболее высокого качества, с уровнем грунтовых вод ниже проектной отметки подошвы фундаментов, со спокойным рельефом местности). Инженерно-геологические условия площадки строительства оценивают на основании тщательного изучения материалов изысканий, в том числе данных лабораторных и полевых испытаний грунтов, данных статического и динамического зондирования, а в некоторых случаях путем испытания свай или опытных фундаментов.

Используя все полученные данные, уточняют значения рекомендованных геологами расчетных характеристик грунта для каждого слоя, зависящие, в частности, от того, для каких расчетов (по деформациям или прочности — устойчивости) они определяются.

Весьма важно также учесть опыт строительства на соседних территориях с аналогичными инженерно-геологическими условиями. Опыт строительства часто заставляет вносить коррективы в рекомендации, приводимые в инженерно-геологических заключениях. Действительно, чему отдать предпочтение: рекомендациям инженерно-геологического заключения об устройстве свайных фундаментов или опыту строительства более дешевых фундаментов на естественном основании, как это, например, сделано на соседнем участке, имеющем точно такие же инженерно-геологические и гидрогеологические условия? Критерием истины, согласно диалектическому материализму, является опыт, поэтому он должен быть детально изучен и учтен при проектировании и выборе вариантов.

Ранее были рассмотрены различные методы устройства фундаментов и улучшения грунтов в основании возводимых сооружений. Таким образом, даже при однородном грунте в пределах значительной глубины можно наметить и рассмотреть несколько вариантов устройства фундаментов. Эти варианты могут различаться по конструкции фундаментов, глубине заложения их подошвы, ширине подошвы, методу подготовки основания, способу устройства самих фундаментов и т. д. Оптимальное решение находят на основе технико-экономического сопоставления вариантов.

Процесс рассмотрения вариантов является одним из основных моментов проектирования фундаментов. В связи с этим важно правильно решить все принципиальные вопросы при разработке вариантов. С этой целью проектирование выполняют по этапам:

составляют эскизы всех реальных вариантов;

отбрасывают наиболее неприемлемые из них (по способу производства работ, величинам ожидаемых неравномерностей осадок, долговечности и другим условиям);

рассчитывают отобранные варианты одного наиболее загруженного типичного фундамента;

производят технико-экономическое сравнение вариантов фундамента, удовлетворяющих требованиям расчета по деформациям и устойчивости, долговечности, возможности возведения их, в том числе в зимнее время.

Каждый вариант доводят до оптимального решения, чтобы затраты на его устройство были минимальными. При этом, конечно, надо помнить, что в сооружении имеются и менее загруженные фундаменты, которые также не должны противоречить оптимальности решения.

17.2. Оптимизация проекта фундаментов и сооружения в целом

Выбор оптимального решения для одного наиболее загруженного типичного фундамента еще не свидетельствует о том, что принимаемый вариант будет оптимальным для всех фундаментов. Кроме того, при рассмотрении одного или ряда типичных фундаментов невозможно установить наибольшие значения ожидаемых неравномерностей осадок. В связи с этим выбирают два-три наиболее приемлемых варианта фундамента. По ним рассчитывают те фундаменты, у которых могут оказаться наибольшие неравномерности осадок или невыгодное расположение свай и т. п. Если расчеты покажут, что проектируемые фундаменты удовлетворяют всем требованиям, предъявляемым к данному сооружению, то разрабатывается в деталях оптимальный вариант, выбранный путем технико-экономического сравнения. При этом стремятся для каждого фундамента найти более выгодное решение.

Задача расчета всех фундаментов с определением осадок и их неравномерностей, в т. ч. с учетом загружения соседних фундаментов, достаточно трудоемка. Такой расчет желательно выполнять на ЭВМ. Однако, как указано в п. 9.6, часто можно ограничиться упрощенным расчетом по расчетному сопротивлению грунта основания (см. формулу (9.11)). В таком случае

задача элементарно проста и использование ЭВМ может только осложнить работу. Применение ЭВМ окажется полезным, если после расчета чертежи фундаментов (план и разрезы) будут выполнены на графопостроителе.

Однако не следует стремиться к определению расчетами чрезмерно точных размеров каждого фундамента. Эти поиски не должны приводить к значительному увеличению числа типоразмеров строительных деталей. В частности, рекомендуется под отдельные объекты брать сваи по возможности одной длины, глубину заложения отдельных и ленточных фундаментов устанавливать в основном одну и ту же. Выбранные размеры фундаментов и их деталей должны соответствовать модулю конструкций или модулю инвентарной опалубки.

В ряде случаев принятие более дешевого варианта может приводить к развитию значительных и неравномерных осадок в течение многих лет. Это иногда вызывает необходимость рихтовки подкрановых путей и направляющих лифтов, выверки машин и установок, а также выполнения работ по заделке трещин и последующего косметического ремонта. Перечисленные работы могут отражаться на условиях эксплуатации здания или сооружения, что приводит к большим убыткам на предприятии, эксплуатирующем деформирующееся сооружение. Равноценными в этом плане решениями являются такие, при которых ожидаются одинаковые неравномерности осадок, во всяком случае меньшие предельно допустимых значений. Изложенное свидетельствует, что простое сравнение вариантов по стоимости допустимо далеко не всегда.

17.3. Технико-экономическое сравнение вариантов

Технико-экономическое сравнение вариантов производится по экономической эффективности (приведенные затраты, сметная стоимость, расход основных материалов и др.). Кроме того, учитываются возможности выполнения работ в сжатые сроки и в зимнее время, необходимость осушения котлованов при устройстве фундаментов и величины ожидаемых осадок.

Экономическая эффективность в ряде случаев является основным показателем при сравнении вариантов, причем весьма важно строгое соблюдение условий их сопоставимости. Сравниваемые варианты должны обеспечивать долговечность и выполнение функций сооружения в течение всего срока его эксплуатации, рассчитываться на все возможные комбинации загружения, которые передают надземные конструкции. При сопоставлении вариантов необходимо учитывать стоимость мероприятий, направленных на уменьшение чувствительности не-

сущих конструкций к неравномерным осадкам, а также расходы, связанные с послеосадочными ремонтами.

Экономическую эффективность вариантов правильнее всего подсчитывать для всего сооружения, определяя суммарную стоимость всех фундаментов. Однако такие расчеты трудоемки и требуют детальной разработки большого числа фундаментов сооружения. По этой причине при ленточных фундаментах под стену расчеты чаще всего ведут на 1 м длины фундамента наиболее загруженной стены, а при фундаментах под колонны — на один отдельный фундамент или участок ленточного или плитного фундамента, проектируемый под наиболее загруженную типичную колонну. Иногда при вертикальных нагрузках стоимость фундамента относят к единичной нагрузке, приходящейся на фундамент (на 1 кН).

Оценка эффективности варианта производится на основе показателя полных приведенных затрат в соответствии с нормативными документами, в частности с СН 423—71.

В тех случаях, когда проектируются долговечные фундаменты с допустимыми осадками и их неравномерностью, при подсчетах экономической эффективности можно ограничиться сметной стоимостью работ по устройству фундаментов и изменению несущих конструкций в целях уменьшения их чувствительности к неравномерным осадкам. Если какой-либо из вариантов требует новых капитальных вложений в производственные фонды строительной организации, то такие затраты принимаются с учетом нормативного коэффициента. Наконец, когда ожидаемые осадки и их неравномерности могут привести к послеосадочным ремонтам с остановкой или без остановки производственного процесса, в приведенные затраты включают разовые или повторяющиеся затраты и убытки при остановке процесса производства с учетом фактора времени. Эти затраты определяют для всего сооружения и относят на фундаменты пропорционально их строительной стоимости.

Возможность выполнения работ в сжатые сроки также весьма существенна, так как это непосредственно сказывается на продолжительности работ по возведению сооружения, поскольку до устройства фундаментов возводить другие его конструкции, как правило, нельзя. Принятие решения, при котором котлован находится длительный период времени в открытом виде, может способствовать нарушению природной структуры грунтов в основании. Особенно важны сроки выполнения котлованных работ в зимнее время, так как промораживание грунтов в основании обычно недопустимо.

Возможность выполнения работ в зимнее время всегда должна оцениваться при возведении сооружений в районах сезонного промерзания грунтов и в тех местах, где распространены вечномерзлые грунты. Это положение особенно важно

иметь в виду при строительстве в районах сравнительно глубокого промерзания грунтов (более 2 м), так как при низких температурах грунт в течение одних суток может промерзнуть на глубину 10 см и более. При такой скорости промерзания трудно сохранить грунты в основании в незамерзшем состоянии без затраты значительных средств на их прогревание и утепление.

Материалоемкость конструкций фундаментов позволяет оценивать варианты, когда фундаменты и их отдельные элементы делаются из одного и того же материала.

Величины осадок фундаментов и их неравномерностей дают возможность оценивать необходимость проведения послеосадочных работ и их объемы по ремонту деформированного сооружения. Они также позволяют прогнозировать необходимость рихтовки подкрановых путей и другого оборудования иногда с частичной остановкой производственного процесса.

Характер осушения при устройстве котлованов и фундаментов играет существенную роль при выборе варианта. При выполнении работ по осушению котлована затраты средств обычно пропорциональны продолжительности периода устройства фундамента. В связи с этим стремятся к заложению его подошвы выше уровня грунтовых вод, что особенно важно, когда по каким-либо причинам работы по возведению фундаментов невозможно выполнить в сжатые сроки. Экономия создается вследствие исключения средств на водоотлив из котлована или на понижение уровня грунтовых вод. Кроме того, при отрывке котлована выше уровня грунтовых вод исключается одна из причин, приводящих к расструктуриванию грунтов в основании во время производства работ (см. п. 9.2).

Задачей инженера, проектирующего фундаменты, является нахождение эффективного решения. Это возможно только при правильной оценке инженерно-геологических условий строительной площадки и работы грунтов в основании совместно с фундаментами и надземными конструкциями, а также способа устройства фундамента, гарантирующего сохранность природной структуры грунтов в основании.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Выше были рассмотрены свойства грунтов, различные инженерно-геологические процессы, оценка работы грунтов в основании, проектирование и устройство фундаментов во всевозможных грунтовых условиях и при различных внешних воздействиях, пути выбора наиболее оптимального решения.

В век технического прогресса стоит задача максимальной экономии средств с помощью механизации, индустриализации

и автоматизации как при строительстве, так и при проектировании, в том числе с широким использованием САПР. В настоящее время возможна разработка таких методов изыскания, которые позволяют все результаты исследования характера напластования грунтов и их свойств заносить в память ЭВМ. На основании этих данных по специально разработанной программе можно с помощью ЭВМ рассчитать, сконструировать и вычертить проект фундаментов сооружения, т. е. применение САПР позволит значительно сократить затраты времени специалистов на исследование свойств грунтов, расчет фундаментов и разработку их конструкций. К тому же такое автоматическое проектирование должно приводить к наиболее рациональным решениям.

Особенно важно использовать ЭВМ при проектировании сложных систем фундаментов по второй группе предельных состояний (по деформациям) с учетом загружения всех соседних фундаментов, а также при расчете совместной работы системы основание — фундаменты — сооружение. Такая система может быть рассчитана с помощью ЭВМ, в частности методом конечных элементов. Этот метод позволяет учитывать различие свойств грунтов практически при любом их напластовании.

Автоматическое управление экскаваторами и другими землеройными машинами позволит отрывать котлованы до строго заданной отметки. Это исключит необходимость ручной доработки грунта или применение достаточно большой толщины подсыпки привозным песком. Существенного сокращения времени производства свайных работ можно достигнуть при автоматизации: точное наведение копра на место забивки свай, автоматизация записи хода погружения сваи, прекращение забивки свай строго на заданной отметке, изготовление набивных свай и т. п. Автоматизацию можно применять и при сборке фундаментов, выполнении специальных работ, а также во многих других случаях.

Немаловажное значение имеет совершенствование методов расчета деформативности и прочности (устойчивости) массивов грунтов, включая основания сооружений. В этом плане существенны учет нелинейного характера зависимости деформации грунтов от напряженного состояния, оценка прочности грунта исходя из всех компонентов напряжений, а также учет развития деформаций грунтов во времени.

Все эти вопросы должны найти применение в инженерной практике проектирования и устройства оснований и фундаментов.

ОСНОВНЫЕ ОБОЗНАЧЕНИЯ

A — площадь (подошвы фундамента, загруженной поверхности)
b — ширина подошвы фундамента, ширина площади загружения
c — удельное сцепление грунта (параметр)
c_v — коэффициент консолидации грунта
C_x, C_y, C_φ — коэффициенты упругого сдвига, равномерного сжатия и неравномерного сжатия
d — глубина заложения подошвы фундамента, диаметр
d_f — расчетная глубина промерзания
$d_{n.f}$ — нормативная глубина промерзания
e — коэффициент пористости грунта, эксцентриситет силы
E_0 — модуль общей деформации грунта
E_a, E_p — активное давление и пассивный отпор грунта
f — коэффициент трения, расчетное сопротивление сдвигу по боковой поверхности свай
F — сосредоточенная сила
F_d — несущая способность сваи
F_u — предельное сопротивление сваи
g — ускорение свободного падения
G — вес (фундамента, грунта и др.)
h — высота, толщина слоя
H — мощность сжимаемой толщи
h_e, H_e — толщина (мощность) эквивалентного слоя
H_c — мощность сжимаемой толщи (расчетная)
i — градиент напора, крен фундамента (сооружения), относительная льдистость грунта
i_b — начальный градиент
I — момент инерции площади сечения
I_D — показатель плотности сложения
I_L — показатель текучести грунта
I_p — показатель пластичности грунта
k_f — коэффициент фильтрации
K_x, K_z, K_φ — коэффициенты жесткости оснований (сдвига, равномерного и неравномерного сжатия)
l — длина
L — расстояние
m — масса, объем твердых частиц в единице объема грунта
m_0 — коэффициент сжимаемости грунта
m_v — коэффициент относительной сжимаемости грунта
m_{vm} — средний коэффициент относительной сжимаемости грунта
M — момент сил
n — пористость грунта, количество каких-либо элементов
N — нормальная сила
p — давление
p_0 — дополнительное давление на грунт сверх природного
p_{str} — структурная прочность грунта
p_w — давление в поровой воде
r — радиус
R — расчетное сопротивление грунта, радиус
s — осадка (фундамента, сооружения, поверхности грунта)
S_r — коэффициент водонасыщенности (степень влажности) грунта
t — время
T — температура, сдвигающая сила

u — периметр
U — степень консолидации осадки
v_f — скорость фильтрации
V — объем
w — влажность
w_L, w_p — влажность на границе текучести и на границе пластичности (раскатывания) грунта
w_{tot} — суммарная влажность мерзлого грунта
w_{sat} — полная влагоемкость (водонасыщенность)
x, y, z — координаты
γ, γ_d, γ_s — удельный вес соответственно грунта, скелета (сухого грунта), твердых частиц
γ_c — коэффициент условий работы
γ_g — коэффициент надежности по грунту
γ_n — коэффициент надежности (безопасности) сооружения
γ_w — удельный вес воды
ε_{sl} — относительная просадочность при замачивании
ε_{sw} — относительное набухание
ε_x, ε_y, ε_z — относительные нормальные деформации соответственно по осям x, y, z
η — соотношение сторон подошвы фундамента, коэффициент устойчивости
ξ — коэффициент бокового давления грунта в состоянии покоя
ν — коэффициент бокового расширения грунта (аналогичен коэффициенту Пуассона)
ρ, ρ_d, ρ_s — плотность (объемная масса) соответственно грунта, скелета (сухого грунта), твердых частиц
τ — касательное напряжение
φ — угол внутреннего трения (параметр) грунта

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

Абелев М. Ю. Строительство промышлеиных и гражданских сооружений на слабых водонасыщенных грунтах. М.: Стройиздат, 1983.

Вялов С. С. Реологические основы механики грунтов. М.: Высш. школа, 1978.

Гольдштейн М. Н., Царьков А. А., Черкасов И. И. Механика грунтов, основания и фундаменты. М.: Транспорт, 1981.

Далматов Б. И., Морарескул Н. Н., Науменко В. Г. Проектирование фундаментов зданий и промышленных сооружений. М.: Высш. школа, 1986.

Иванов П. Л. Грунты и основания гидротехнических сооружений. М.: Высш. школа, 1985.

Клейн Г. К., Черкасов И. И. Фундаменты городских транспортных сооружений. М.: Транспорт, 1985.

Лапшин Ф. К. Основания и фундаменты в дипломном проектировании. Саратов: Изд-во Сарат. ун-та, 1986.

Малышев В. М. Прочность грунтов и устойчивость оснований сооружений. М.: Стройиздат, 1980.

Маслов Н. Н. Основы инженерной геологии и механики грунтов. М.: Высш. школа, 1982.

Основания и фундаменты: Справочник строителя/Под ред. М. И. Смородинова. М.: Стройиздат, 1976.

Основания, фундаменты и подземные сооружения: Справочник проектировщика/Под ред. Е. А. Сорочана, Ю. Г. Трофименкова. М.: Стройиздат, 1985.

Пособие по проектированию оснований зданий и сооружений (к СНиП 2.02.01—83). М.: Стройиздат, 1986.

Руководство по проектированию оснований зданий и сооружений. М.: Стройиздат, 1986.

Руководство по производству и приемке работ при устройстве оснований и фундаментов. М.: Стройиздат, 1977.

СНиП 2.02.01—83. Основания зданий и сооружений. М., 1985.

Цытович Н. А. Механика грунтов (краткий курс). М.: Высш. школа, 1983.

К пунктам 1.1.—3.4

Гольдштейн М. Н. Механические свойства грунтов. М.: Стройиздат, 1971.

Гольдштейн М. Н. Механические свойства грунтов (основные компоненты грунта и их взаимодействия). М.: Стройиздат, 1973.

Черкасов И. И. Механические свойства грунтов в дорожном строительстве. М.: Транспорт, 1976.

Швец В. Б., Лушников В. В., Швец Н. С. Определение строительных свойств грунтов: Справочное пособие. Киев: Будивельник, 1981.

К пунктам 4.1—5.4

Ананьев В. П., Коробкин В. И. Инженерная геология. М.: Высш. школа, 1973.

Ананьев В. П., Передельский Л. В. Инженерная геология и гидрогеология. М.: Высш. школа, 1980.

Зиангиров Р. С., Быкова В. С., Полтев М. П. Инженерная геология в строительстве. М.: Стройиздат, 1986.

Золотарев Г. С. Инженерная геодинамика. М.: Изд-во МГУ, 1983.

Солодухин М. А. Инженерно-геологические изыскания для промышленного и гражданского строительства. М.: Недра, 1985.

СНиП 1.02.07—87. Инженерные изыскания для строительства: Основные положения. М., 1987.

СНиП II-7—81. Нормы проектирования: Строительство в сейсмических районах. М., 1982.

Толмачев В. В., Троицкий Г. М., Хоменко В. П. Инженерно-строительное освоение закарстованных территорий. М.: Стройиздат, 1986.

Финаев И. В., Домрачев Г. Н., Рудченко Э. Г. Инженерно-геологическая оценка лёссовых пород. М.: Недра, 1985.

К пунктам 6.1—8.4

Будин А. Я., Демина Г. А. Набережные: Справочное пособие. М.: Стройиздат, 1979.

Далматов Б. И. Расчет оснований зданий и сооружений по предельным состояниям. Л.: Стройиздат, 1968.

Маслов Н. Н. Механика грунтов в практике строительства (оползни и борьба с ними). М.: Стройиздат, 1977.

Снитко Н. К. Статическое и динамическое давление грунтов и расчет подпорных стенок. Л.: Стройиздат, 1970.

Ухов С. Б. Расчет сооружений и оснований методом конечных элементов: Учеб. пособие. М., 1973.

Шукле Л. Реологические проблемы механики грунтов/Пер. с англ. М.: Стройиздат, 1976.

К пунктам 9.1—10.3

Горбунов-Посадов М. И., Маликова Т. А., Соломин В. И. Расчет конструкций на упругом основании. М.: Стройиздат, 1984.

Симвулиди И. А. Расчет инженерных конструкций на упругом основании. М.: Высш. школа, 1973.

Синицын А. П. Расчет балок и плит на упругом основании за пределом упругости. М.: Стройиздат, 1974.

Соломин В. И., Шматков С. Б. Методы расчета и оптимальное проектирование железобетонных фундаментных конструкций. М.: Стройиздат, 1986.

СНиП 2.01.07—85. Нагрузка и воздействия. М., 1986.

СНиП 2.01.01—82. Строительная климатология и геофизика. М., 1983.

СНиП 2.03.11—85. Защита строительных конструкций от коррозии. М., 1986.

К пунктам 11.1—11.3

Бартоломей А. А. Основы расчета свайных ленточных фундаментов по предельно допустимым осадкам. М.: Стройиздат, 1982.

Далматов Б. И., Лапшин Ф. К., Россихин Ю. В. Проектирование свайных фундаментов в условиях слабых грунтов. Л.: Стройиздат, 1975.

Лапшин Ф. К. Расчет свай по предельным состояниям. Саратов: Изд-во Сарат. ун-та, 1979.

Справочник строителя: Свайные работы/Под ред. М. И. Смородинова. М.: Стройиздат, 1979.

СНиП 2.02.03—85. Свайные фундаменты. М., 1986.

К пунктам 12.1—13.6

Аскалонов В. В. Силикатизация лёссовых грунтов. М.: Госстройиздат, 1959.

Байгцур А. И. Опускные колодцы (проектирование и строительство). Киев: Будивельник, 1972.

Ганичев И. А. Устройство искусственных оснований и фундаментов: Зарубежный опыт. М.: Стройиздат, 1981.

Иванов П. Л. Уплотнение малосвязных грунтов взрывами. М.: Недра, 1983.

Неклюдов М. К. Механизация уплотнения грунтов. М.: Стройиздат, 1985.

Подземные сооружения, возводимые способом «стена в грунте»/Под ред. М. В. Зубкова. Л.: Стройиздат, 1977.

Ржаницын Б. А. Химическое закрепление грунтов в строительстве. М.: Стройиздат, 1986.

Руководство по проектированию стен сооружений и противофильтрационных завес, устраиваемых способом «стена в грунте». М.: Стройиздат, 1977.

Смородинов М. И., Федоров Б. С. Устройство фундаментов и конструкций способом «стена в грунте». М.: Стройиздат, 1976.

К пунктам 3.3 и 14.1—14.4

Докучаев В. В. Расчет фундаментов на вечномерзлых грунтах по предельным состояниям. М.: Стройиздат, 1968.

Защита и подработка зданий и сооружений. М.: Недра, 1974.

СНиП II-18—76. Основания и фундаменты на вечномерзлых грунтах. М., Стройиздат, 1977.

Цытович Н. А. Механика мерзлых грунтов (общая и прикладная). М.: Высш. школа, 1973.

К пунктам 15.1—17.3

Далматов Б. И. Проектирование и устройство фундаментов около существующих зданий. Л.: ЛДНТП, 1976.

Ильичев В. А., Монголов Ю. В., Шаевич В. М. Свайные фундаменты в сейсмических районах. М.: Стройиздат, 1983.

Инструкция по определению экономической эффективности капитальных вложений в строительство: СН 423—71*. М., 1979.

Методика обследования и проектирования оснований и фундаментов при капитальном ремонте, реконструкции и надстройке зданий. М.: Стройиздат, 1972.

Рекомендации по проектированию оснований и фундаментов зданий и сооружений, возводимых в сейсмических районах. М.: Стройиздат, 1975.

Руководство по проектированию фундаментов машин с динамическими нагрузками. М.: Стройиздат, 1982.

Савинов О. А. Современные конструкции фундаментов под машины и их расчет. Л.: Стройиздат, 1979.

СНиП II-7—81. Нормы проектирования: Строительство в сейсмических районах. М., 1982.

СНиП 2.02.05—87. Фундаменты машин с динамическими нагрузками. М., 1988.

ПРЕДМЕТНЫЙ УКАЗАТЕЛЬ

Анкер 336

Балка на упругом основании 247
Блок-подушка 231
Блок стеновой 231

Вариантность проектирования фундаментов 397
Вес удельный грунта 18, 70
— — скелета грунта 19
— — твердых частиц грунта 19
Влажность грунта 17, 18
— — оптимальная 22
— суммарная весовая мерзлого грунта 68
Влияние загружения соседних фундаментов 124, 136, 396
Вода в грунте не замерзшая 60
— подземная (грунтовая) 82, 202, 205, 223, 233
— поровая 13, 24, 144
Водоотлив из котлована 322
Водопроницаемость грунта 37
Возведение фундаментов около существующих зданий 393
Воздействия динамические 72, 204, 372
Воронка депрессии 3, 323
Вспор грунта 102, 162, 393

Гидроизоляция подвальных помещений 235
— фундамента 229, 233
Глубина заложения фундамента 212
— промерзания расчетная 216
Градиент начальный 38, 147
Граница (предел) раскатывания грунта 21, 33, 68
— текучести грунта 21
Грунт анизотропный 47, 103
— вечномерзлый 57, 353
— заторфованный 54, 62, 342
— изотропный 37, 103
— лёссовый 54, 344
— линейно-деформируемый 32, 103
— мерзлый 53, 57
— набухающий 54, 73, 349
— надежный 214
— песчаный (песок) 11, 38
— просадочный 55, 344
— пылевато-глинистый 12
— слабый 214, 344
— структурно-неустойчивый 24, 53, 339
— сыпучий 22

Давление активное 181, 244, 247, 385
— боковое 33
— гидродинамическое 174, 203
— гидростатическое 202
— дополнительное 120, 121
— набухания 74
— начальное критическое 167
— просадочное 56
— нейтральное 42
— пассивного отпора 181, 244, 385
— связности 45
— эффективное 42
Деформации пластические (сдвигов) 101, 164
— ползучести грунта 154, 157
— уплотнения (сжатия) грунтов 23...34, 101, 102, 119
— упругие 104, 119

Зависимость компрессионная 25
— линейная между напряжениями и деформациями 31, 123, 126, 131
Закон сопротивления грунтов сдвигу 43
— уплотнения 31
— фильтрации (ламинарной) 37
Закрепление грунтов 307, 392
Замораживание грунтов искусственное 318
Зондирование статическое 21, 22, 271

Изоляция подвальных помещений 235
— фундамента 234

Изыскания инженерно-геологические 91
— при реконструкции 99
Ил 54, 73, 305, 340

Карст 85
Кессон 329
Классификация грунтов 13
— частиц грунта 11
Колодец опускной 325
Консолидация вторичная 143, 157
— фильтрационная 142, 157
Коэффициент бокового давления 33
— — расширения (Пуассона) 33
— водонасыщенности (степень влажности) грунта 19
— консолидации 144
— надежности 174...178, 226, 244, 246, 265, 285, 298
— — по грунту 51, 272, 275
— начального порового давления 152
— относительной сжимаемости 28, 129, 134
— — — при оттаивании 72, 363
— оттаивания грунта 72, 363
— пористости грунта 19
— постели 248, 335
— сейсмичности 246, 247
— фильтрации 38, 144, 150
Крепление стен котлована 313
Кривая компрессионная 26
Круг Мора 47
Куст свайный 254, 281

Льдистость грунта 69, 72

Метод линейно-деформируемого слоя 125
— ограниченной сжимаемой толщи 130
— послойного суммирования 121
— угловых точек 108, 124
— эквивалентного слоя 126
Механика грунтов нелинейная 160
Миграция воды 61
Микрорайонирование сейсмическое 89
Модуль деформации грунта (общий) 33, 34, 50, 251
Мощность активной зоны (сжимаемой толщи) 122, 125, 127

Набухание грунта 26, 73, 202, 228
— — относительное 74
Нагрузка предельная 169
Наледи грунтовые 63
Напряжения главные 47, 113, 167
— касательные 43, 111
— природные 116

Обвалы 79
Оболочка 330
Обработка материалов камеральная 95
Образование оврагов 78
Обрез фундамента 4
Оползень 79, 177, 180
Опора глубокая 331
Определение несущей способности грунта основания 226
— — — свай 262
Осадка во времени 142...158, 204
— выпирания 199
— поверхности грунта 120, 394
— разуплотнения 198
— расструктуривания 200
— уплотнения 196
— фундамента 119
— эксплуатационная 204
Осадочный шов 209
Основание естественное 4
— искусственно улучшенное 4, 22, 294
— упругое 247
«Отдых» свай 263, 269, 273
Отказ свай 263, 270
Оттаивание грунтов 200, 216, 363

Перелеток 57
Плотность грунта 17, 50
— мерзлого грунта 67
— оптимальная 23
— скелета (сухого) грунта 18, 69
— сложения грунта 22, 45, 72
— твердых частиц грунта 17
Плывун 87
Подошва фундамента 4
Подполье проветриваемое 354
Подушка песчаная (грунтовая) 296
Показатель плотности сложения 22
— текучести грунта 21
Поле свайное 254
— — сплошное 254
Ползучесть грунта 15, 31, 41, 157
Понижение уровня грунтовых вод искусственное 323
Пористость грунта 19
Потеря устойчивости грунта в основании 165
Потоки селевые 78
Пояса армирования 210
Приведенные затраты 401

Принципы проектирования оснований и фундаментов 192
— строительства в районах вечномерзлых грунтов 353
Природа деформаций грунта 119
Проектирование по деформациям 229
— — несущей способности 225
Промерзание грунта 200, 216
Просадка при замачивании 56
— — оттаивании 61, 70
Просадочность относительная 55
Процессы геодинамические 75
Прочность длительная 155
— структурная 28, 128, 153
Пучение морозное 60, 200, 216, 364

Равновесие предельное 48, 162, 175
Разведка инженерно-геологическая 93
Разрушение берега реки 77
Разуплотнение грунта 37, 198
Распределение давления по подошве штампа (фундамента) 115
— напряжений в массиве грунта 11
Релаксация напряжений 155
Ростверк свайный 253
Расчет по деформации 229

Свая 252
— изготавливаемая в грунте (набивная) 259
— погружаемая в грунт в готовом виде (забивная) 255
— трения (висячая) 253, 266
Свая-стойка 252, 265
Сдвижение пород 389
Сжатие первичное 30
Сжимаемость воды (поровой) 151
Сила пучения касательная 201, 255, 364
Слой деятельный 62, 354, 364
— несущий 4, 213
— эквивалентный 126
Солифлюкция 65
Сооружение гибкое 193, 208
— жесткое 193, 210
Сопротивление грунтов сдвигу (предельное) 24, 43
— — основания (расчетное) 168, 222
Состав отчетов инженерно-геологических 97
Состояние грунтов предельно-напряженное 48, 164, 168
— основания предельное 192
Способность сваи несущая 253, 262
Стабилометр 47
«Стена в грунте» 320, 331
Стенка подпорная 181, 385
— шпунтовая 315
Структура грунта 16
Суффозия грунта механическая 83
— — химическая 84
Сцепление (связность) грунта 15, 24, 45
Съемка инженерно-геологическая 92

Талик 58
Текстура грунта 16
— — морозная 59
Тело линейно-деформируемое 103
Температура начала замерзания 60
Термокарст 66
Технико-экономическое сравнение вариантов 400
Тиксотропия 15
Тип просадочности лёссовой толщи 57
Толща расчетная сжимаемая 131
Трение отрицательное (негативное) 278, 394
Трещина морозобойная 64, 66

Угол внутреннего трения грунта 44
Уменьшение чувствительности конструкций к осадкам 208, 343
Уплотнение грунта водопонижением 306
— — глубинное 301, 303
— — поверхностное 299
— — компрессионное 25
— — статической нагрузкой 305
Усадка грунта 202, 228, 349
Усиление оснований и фундаментов 390
Устойчивость основания и фундаментов 164, 225, 244, 394
— откосов грунта 172
Учет сейсмических сил 385

Фазы напряженного состояния 100
Формирование берегов водоемов 76
Фундамент внецентренно нагруженный 240
— гибкий 247
— глубокого заложения 330
— ленточный 229
— массивный 230
— монолитный 232
— на вечномерзлых грунтах 353
— — набухающем грунте 349
— — подрабатываемой территории 352
— — просадочном лёссовом грунте 344

— — пучинистых грунтах 364
— отдельный 228
— под машину 375
— при динамических воздействиях 371
— сборный 231
— свайный 252, 281
— сплошной 229, 236
— центрально-нагруженный 238
Число пластичности 13, 21
Чувствительность конструкций к осадкам 208

Эпюра напряжений 112, 145
— эквивалентная 128
Эффективность экономическая 400

Явление сейсмическое 88

ОГЛАВЛЕНИЕ

Предисловие 3
Введение 4

Раздел первый

Специальный курс инженерной геологии

1. Физические свойства грунтов 9
1.1. Происхождение, состав грунтов и свойства их составных частей 9
1.2. Характеристики физического состояния грунтов 17
2. Механические свойства грунтов 23
2.1. Основные закономерности механики грунтов 23
2.2. Сжимаемость грунтов 24
2.3. Водопроницаемость грунтов 37
2.4. Сопротивление грунтов сдвигу. Закон Кулона 43
2.5. Вычисление характеристик грунта 49
2.6. Некоторые технологические свойства грунтов 53
3. Основные физико-механические свойства особых грунтов 53
3.1. Общие положения 53
3.2. Лёссовые грунты 54
3.3. Мерзлые и вечномерзлые грунты, формы залегания, свойства и процессы, развивающиеся в них 57
3.4. Основные свойства некоторых структурно-неустойчивых грунтов 72
4. Геодинамические процессы и влияние их на сооружения 75
4.1. Формирование берегов морей, озер, рек и защитные меры по их сохранению 76
4.2. Эрозионные и селевые процессы 78
4.3. Склоновые процессы 79
4.4. Деятельность подземных вод 82
4.5. Сейсмические явления 88
5. Инженерно-геологические изыскания 91
5.1. Назначение и стадии инженерно-геологических изысканий на площадках строительства 91
5.2. Камеральная обработка материалов 95
5.3. Состав и содержание инженерно-геологических отчетов 97
5.4. Особенности инженерно-геологических изысканий при реконструкции предприятий и сооружений 99

Раздел второй

Механика грунтов

6. Определение напряжений в массиве грунта 100
6.1. Применимость решений теории упругости к грунтам 100
6.2. Определение напряжений в массиве грунта от действия внешних нагрузок 104
6.3. Влияние некоторых факторов на распределение напряжений . . . 113
7. Расчет осадок фундаментов 119

7.1. Основные исходные положения 119
7.2. Методы послойного расчета осадки фундамента 121
7.3. Расчет осадки фундамента методом эквивалентного слоя грунта 126
7.4. Расчет осадки фундамента методом ограниченной сжимаемой толщи 130
7.5. Изменение осадок во времени 142
7.6. Общие понятия о реологии и нелинейной механике грунтов . . . 154
8. Теория предельного напряженного состояния грунтов и ее приложения 162
8.1. Общие положения 162
8.2. Устойчивость грунтов в основании сооружений 164
8.3. Устойчивость грунтов в откосах 172
8.4. Определение давления грунта на подпорные стенки 181

Раздел третий

Основания и фундаменты

9. Некоторые вопросы проектирования оснований и фундаментов . . 192
9.1. Общие положения 192
9.2. Причины развития неравномерных осадок сооружений 195
9.3. Учет совместной работы грунтов основания, фундаментов и сооружений 207
9.4. Комплексная взаимозависимость факторов, подлежащих учету при проектировании фундаментов 211
9.5. Выбор типа и глубины заложения подошвы фундаментов . . . 212
9.6. Проектирование оснований по второй группе предельных состояний (по деформациям) 219
9.7. Проектирование оснований по первой группе предельных состояний (по несущей способности) 225
10. Фундаменты, возводимые в открытых котлованах 228
10.1. Конструкции фундаментов 228
10.2. Определение размеров подошвы жестких фундаментов 237
10.3. Основные положения проектирования гибких фундаментов . . . 247
11. Свайные фундаменты 252
11.1. Типы свай и виды свайных фундаментов 252
11.2. Определение несущей способности свай, свай-оболочек и свай-столбов 262
11.3. Проектирование свайных фундаментов 281
12. Искусственно улучшенные основания 294
12.1. Общие положения 294
12.2. Конструктивные методы улучшения работы грунтов в основании 296
12.3. Уплотнение грунтов 299
12.4. Закрепление грунтов 307
13. Крепление стен и осушение котлованов. Фундаменты глубокого заложения 312
13.1. Общие положения 312
13.2. Крепление стен котлованов 313
13.3. Осушение котлованов 322
13.4. Опускные колодцы и кессоны 325
13.5. Оболочки, глубокие опоры и расчет оснований фундаментов глубокого заложения 330
13.6. Анкерные крепления 336
14. Фундаменты на структурно-неустойчивых грунтах 339
14.1. Общие положения 339
14.2. Использование слабых грунтов в качестве оснований сооружений 340
14.3. Фундаменты на просадочных и набухающих грунтах и на подрабатываемых территориях 344

14.4. Фундаменты в районах распространения вечномерзлых грунтов 353
15. Фундаменты при динамических воздействиях 371
15.1. Устойчивость грунтов оснований при динамических воздействиях 371
15.2. Фундаменты под машины 375
15.3. Фундаменты в условиях сейсмических воздействий 385
16. Усиление оснований и фундаментов и изменение условий работы грунтов в основании 387
16.1. Причины, обусловливающие необходимость усиления оснований и фундаментов 387
16.2. Приемы усиления оснований и фундаментов 390
16.3. Устройство фундаментов вблизи существующих сооружений . . 393
17. Выбор оптимальных решений при проектировании оснований и фундаментов 397
17.1. Вариантность решений 397
17.2. Оптимизация проекта фундаментов и сооружения в целом . . . 399
17.3. Технико-экономическое сравнение вариантов 400

Заключение 402
Основные обозначения 404
Список литературы 406
Предметный указатель 409

Учебник

Далматов Борис Иванович

МЕХАНИКА ГРУНТОВ, ОСНОВАНИЯ И ФУНДАМЕНТЫ (ВКЛЮЧАЯ СПЕЦИАЛЬНЫЙ КУРС ИНЖЕНЕРНОЙ ГЕОЛОГИИ)

Зав. редакцией *Н. Н. Днепрова*
Редактор *Л. В. Партизенкова*
Оформление художника *Н. Г. Всесветского*
Художественный редактор *О. В. Сперанская*
Технический редактор *Е. В. Полиектова*
Корректор *Л. В. Воронецкая*

ИБ № 4756

Сдано в набор 30.05.88. Подписано в печать 25.10.88. М-35852. Формат 60×90¹/₁₆. Бумага тип. № 2. Гарнитура «Литературная». Печать высокая. Усл. печ. л. 26. Усл. кр-отт. 26. Уч.-изд. л. 28,6. Изд. № 2554Л. Тираж 37 000 экз. Заказ № 1054. Цена 1 р. 40 к.

191011, Ленинград, пл. Островского, 6
Стройиздат, Ленинградское отделение

Ленинградская типография № 2 головное предприятие ордена Трудового Красного Знамени Ленинградского объединения «Техническая книга» им. Евгении Соколовой Союзполиграфпрома при Государственном комитете СССР по делам издательств, полиграфии и книжной торговли. 198052, г. Ленинград, Л-52, Измайловский проспект, 29.