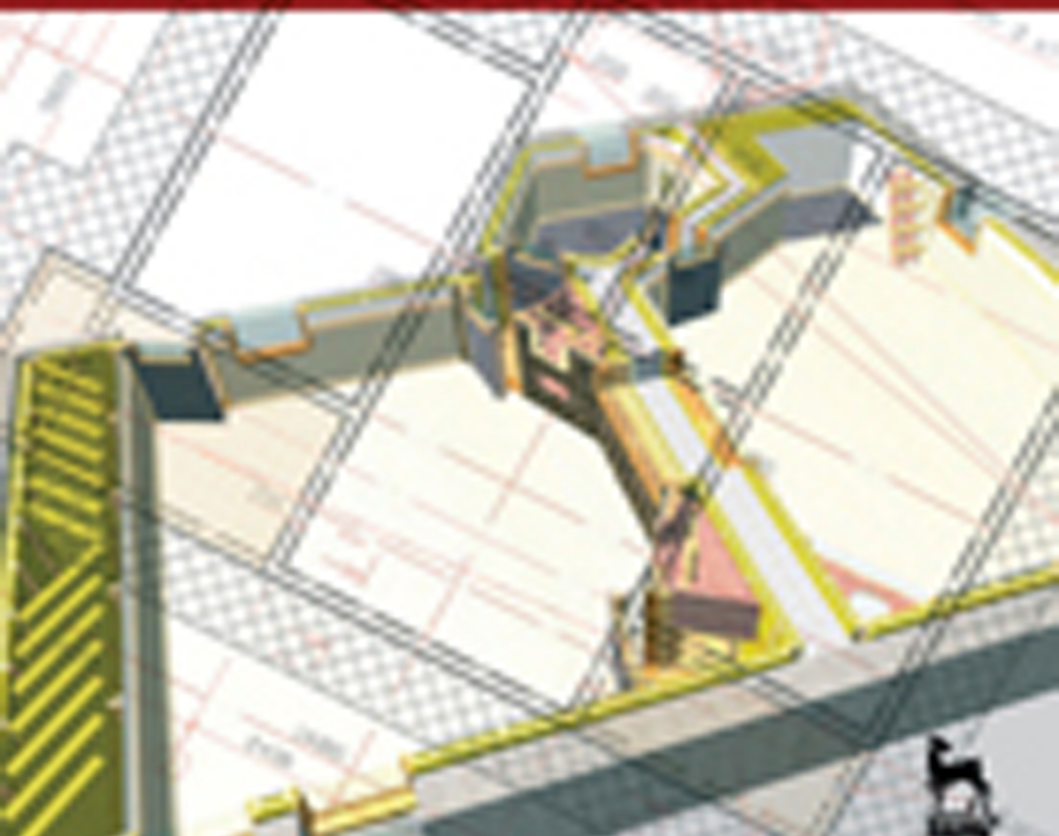


М. В. Берлинова

ОСНОВАНИЯ И ФУНДАМЕНТЫ



М. В. БЕРЛИНОВ

ОСНОВАНИЯ И ФУНДАМЕНТЫ



УЧЕБНИК

*Издание четвертое,
исправленное*



• САНКТ-ПЕТЕРБУРГ • МОСКВА • КРАСНОДАР •
2011

ББК 38.58я73

Б 49

Берлинов М. В.

Б 49 Основания и фундаменты: Учебник. 4-е изд., испр. — СПб.: Издательство «Лань», 2011. — 320 с.: ил. — (Учебники для вузов. Специальная литература).

ISBN 978-5-8114-1200-6

В книге приведены методы и примеры расчета оснований и фундаментов по предельным состояниям первой и второй групп. Рассмотрены фундаменты различных типов: для открытых котлованов, свайные, глубокого заложения, на структурно-неустойчивых грунтах. Даны сведения по реконструкции фундаментов зданий и сооружений. Приводятся основные положения правил конструирования фундаментов.

Учебное пособие предназначено для студентов строительных вузов.

ББК 38.58я73

Обложка

А. В. ПАНКЕВИЧ

*Охраняется Законом РФ об авторском праве.
Воспроизведение всей книги или любой ее части
запрещается без письменного разрешения издателя.*

*Любые попытки нарушения закона
будут преследоваться в судебном порядке.*

© Издательство «Лань», 2011

© М. В. Берлинов, 2011

© Издательство «Лань»,

художественное оформление, 2011

ОСНОВНЫЕ БУКВЕННЫЕ ОБОЗНАЧЕНИЯ

γ_f	— коэффициент надежности по нагрузке;
γ_m	— то же, по материалу;
γ_g	— то же, по грунту;
γ_n	— то же, по назначению сооружения;
γ_c	— коэффициент условий работы;
b	— ширина подошвы фундамента;
l	— длина подошвы фундамента;
η	— соотношение сторон подошвы фундамента;
A	— площадь подошвы фундамента;
L	— длина здания;
d, d_1	— глубина заложения фундамента соответственно от уровня планировки и приведенная от пола подвала;
d_b	— глубина подвала;
B	— ширина подвала;
h	— толщина слоя грунта;
H_c	— высота сжимаемой толщи;
H	— высота линейно деформируемого слоя;
H_{sl}	— толщина слоя просадочных грунтов;
h_{sl}	— толщина слоя просадки;
h_{slp}	— то же, от внешней нагрузки;
h_{slg}	— то же, от собственного веса грунта;
z	— расстояние от подошвы фундамента (глубина);
DL	— отметка планировки;
FL	— то же, подошвы фундамента;
BS	— нижняя граница сжимаемой толщи;
$W^{(z)}$	— уровень подземных вод;
W	— момент сопротивления подошвы фундамента;
ρ	— плотность;
ρ_d	— плотность в сухом состоянии;
ρ_s	— плотность твердых частиц;
e	— коэффициент пористости;
w	— влажность природная;
w_p	— влажность на границе раскатывания;
w_L	— то же, на границе текучести;
w_{sl}	— начальная просадочная влажность;
w_{sat}	— влажность, соответствующая полному водонасыщению;
S_r	— степень влажности;
I_L	— показатель текучести;
I_p	— число пластичности;
γ	— удельный вес;
γ_{sb}	— удельный вес с учетом взвешивающего действия воды;
e_{sl}	— относительная просадочность;
e_{sw}	— относительное набухание;
e_{sf}	— относительное суффозионное сжатие;
I_{om}	— относительное содержание органического вещества;
c	— удельное сцепление;
φ	— угол внутреннего трения;

- ν — коэффициент Пуассона;
- m_0 — коэффициент относительной сжимаемости;
- E — модуль деформации грунта;
- c_v — коэффициент консолидации;
- k_f — то же, фильтрации;
- F — сила;
- F_v, F_h — вертикальная и горизонтальная составляющие силы;
- N — сила, нормальная к подошве фундамента;
- n — то же, на единицу длины;
- G — вес;
- g — равномерно распределенная вертикальная нагрузка;
- p — среднее давление по подошве фундамента;
- σ — нормальное напряжение;
- τ — касательное напряжение;
- σ_z — вертикальное нормальное напряжение (полное);
- σ_{zp} — то же, дополнительное от действия внешней нагрузки;
- σ_{zg} — то же, от собственного веса грунта;
- \bar{R} — расчетное сопротивление грунта основания;
- R_0 — условное расчетное сопротивление грунта основания;
- F_u — несущая способность основания;
- M — момент сил;
- s — осадка основания средняя;
- S — осадка основная;
- s_{sl} — просадка основания;
- h_{sw} — подъем основания при набухании грунта;
- s_{sh} — осадка в результате высыхания грунта;
- s_{sf} — суффозионная осадка;
- i — крен фундамента;
- u — горизонтальное смещение;
- s_u — предельное значение осадки основания

ПРЕДИСЛОВИЕ

Достижение качественно нового уровня капитального строительства в рыночных условиях связано с повышением производительности труда, совершенствованием планирования и управления, использованием новой индустриальной технологии, передовых научно-технических достижений, дальнейшим укреплением дисциплины и порядка на производстве, снижением стоимости при одновременном повышении надежности зданий и сооружений.

Общие затраты на устройство оснований и фундаментов в некоторых случаях достигают 40% от общей стоимости зданий и сооружений, поэтому их уменьшение может дать значительную экономию, однако добиваться снижения этих затрат необходимо без снижения надежности, т. е. следует избегать возведения недолговечных и некачественных фундаментов, которые могут послужить причиной полного или частичного разрушения зданий.

Снижение стоимости строительных работ и требуемая надежность оснований и фундаментов зависят от правильной оценки физико-механических свойств грунтов, слагающих основание, учета его совместной работы с фундаментами и другими надземными строительными конструкциями.

Рациональный тип оснований и фундаментов зависит от правильного выбора расчетной схемы, которая должна учитывать основные факторы, влияющие на их совместную работу.

В настоящей книге изложен материал о методах расчета и проектирования различных типов фундаментов на естественных и искусственных основаниях, базирующийся на теории предельных состояний. Приводятся сведения, которые позволят будущему бакалавру и магистру осуществлять проектирование оснований и фундаментов и выполнять основные работы по их устройству. Учебник составлен на основе новой программы курса с учетом последних нормативных документов и предназначен для бакалавров и магистров обучающихся по направлению «Строительство» и соответствующим профилям «Промышленное и гражданское строительство» и «Городское строительство и хозяйство».

Автор

ВВЕДЕНИЕ

В курсе «Основания и фундаменты» освещаются вопросы проектирования и устройства различных типов оснований и фундаментов. Для успешного усвоения материала необходимо знать следующие дисциплины: инженерную геологию, механику грунтов, сопротивление материалов, строительную механику, теорию упругости, пластичности и ползучести, технологию и организацию строительного производства, экономику строительства.

Работу оснований, фундаментов и подземных конструкций следует рассматривать как единую систему, отдельные части которой оказывают взаимное влияние друг на друга. Осадки грунтов оснований зависят от действующей нагрузки, параметров и конструктивных особенностей фундаментов, а также от типа самого сооружения и жесткости его конструктивной схемы. Имеется и обратная связь — конструкция, основные размеры и схема сооружения зависят от специфики напластования грунтов основания их сжимаемости и нагрузок, которые они могут воспринимать.

При проектировании оснований и фундаментов обычно решаются две задачи: первая — выбор типа фундамента и определение его основных размеров (глубины заложения, размеров и формы конструкции), вторая — подбор и расчет сечений отдельных элементов фундаментов. Учебные программы предусматривают решение первой задачи в курсе оснований и фундаментов, второй — в курсе строительных конструкций.

Основным обстоятельством, осложняющим устройство оснований и фундаментов, является тот факт, что прочность грунтов в сотни раз меньше, а деформативность в тысячи раз больше прочности и деформативности материалов, из которых возводятся здания и сооружения. Неправильная оценка физико-механических свойств оснований может привести к неравномерным осадкам фундаментов, что вызовет появление дополнительных усилий в конструкциях зданий. Это может нарушить эксплуатационную пригодность сооружения, а при достижении значительных величин — привести к полному разрушению.

Анализ причин аварий, происшедших в процессе строительства и эксплуатации зданий, показал, что их значительная часть была вызвана ошибками, допущенными при проектировании, и неправильным производством работ при устройстве оснований и фундаментов. Устранение последствий этих ошибок в большинстве случаев влечет за

собой значительные материальные затраты, как правило, превышающие первоначальную стоимость фундаментов.

Изучение курса «Основания и фундаменты» позволит будущему бакалавру и магистру решать следующие задачи:

- осуществлять достоверную оценку физико-механических характеристик грунтов оснований, определяющих их деформативность и устойчивость под действием нагрузок от зданий и сооружений;
- в случае необходимости улучшать физико-механические характеристики оснований;
- назначать основные размеры фундаментов в целях обеспечения нормальной эксплуатации зданий и сооружений;
- правильно выбирать методы выполнения строительных работ при устройстве оснований и фундаментов для сохранения природной структуры грунтов.

Наши ученые внесли большой вклад в развитие теории и практики фундаментостроения. Впервые была разработана и применяется на практике методика расчета по предельным состояниям, предложены методы укрепления грунтов с помощью замораживания, устройства фундаментов методом «стена в грунте» и т. д.

Вопросы расчета устойчивости оснований, оценки деформируемости грунтов и расчета осадок получили значительное развитие в трудах Н. М. Герсевича, Н. П. Пузыревского, Н. А. Цытовича, В. А. Флорина, Н. Н. Маслова, М. Н. Гольдштейна, В. Г. Березанцева, В. В. Соколовского, К. Е. Егорова, М. В. Малышева, Б. И. Далматова, С. Б. Ухова, Е. А. Сорочана и многих других.

Вопросы расчета оснований с учетом ползучести грунтов изложены в работах С. С. Вялова, С. Р. Месчана, Ю. К. Зарецкого и др.

Особенности работы оснований в условиях динамических воздействий изучались Д. Д. Барканом, П. Л. Ивановым, В. А. Ильичевым и др.

Разнообразие природно-климатических условий потребовало разработки методов расчета и проектирования фундаментов на структурно-неустойчивых грунтах — вечномерзлых, лёссовых и торфянистых. Здесь можно отметить работы ученых Н. А. Цытовича, С. С. Вялова, М. Н. Гольдштейна, Ю. М. Абелева, Н. Я. Денисова, А. К. Ларионова, Н. Н. Морарескула и др.

Методы расчета балок и плит на упругом основании подробно изложены в работах М. И. Горбунова-Посадова, И. А. Симвулиди, Б. Н. Жемочкина, А. П. Синицына, С. С. Давыдова, В. И. Соломина и др.

Большое распространение получили и свайные фундаменты. Разработке методов расчета и условий их применения посвящены

исследования Н. М. Герсеванова, В. Н. Голубкова, Б. И. Далматова, Ф. К. Лапшина, Ю. В. Россихина, Ю. Г. Трофименкова и др.

В последнее время учеными России разработаны более совершенные методы расчета и проектирования, учитывающие надежность, нелинейность деформирования и геологические свойства грунтов оснований и материала фундамента. Получают распространение численное моделирование и оптимальные методы проектирования оснований и фундаментов с применением ЭВМ, позволяющие осуществлять их устройство при минимальном объеме затрат по расходу материалов, стоимости и производства строительных работ.

Важное значение приобретают вопросы устройства фундаментов реконструируемых зданий, связанные с возрастанием нагрузок на основания из-за применения более мощного оборудования и увеличения этажности как в условиях промышленного, так и гражданского строительства.

Развитие промышленности, а также коммунального строительства и хозяйства имеет тенденцию к усложнению и интенсификации.

Современные города растут не только ввысь, но и вглубь. Поэтому грунты оснований служат не только средой, несущей фундаменты сооружений, но и сами становятся нагрузкой на углубляемые в грунт конструкции. Это требует разработки более совершенных передовых конструктивных решений, совершенствования методов расчета и проектирования с учетом надежности оснований и фундаментов, что позволит разрабатывать методы инженерного прогноза работы сооружений, с учетом силовых несовершенств материалов на различных стадиях возведения и эксплуатации и избежать значительных затрат. Важное значение в этих условиях приобретает применение новых программных продуктов на основе использования ЭВМ на различных стадиях проектирования, вплоть до выдачи рабочей документации с помощью плоттеров и графопостроителей.

Таким образом, будущему бакалавру и магистру придется решать ряд очень важных задач, которые будут еще более усложняться в связи с дальнейшим развитием научно-технического прогресса. Успешное решение этих задач возможно только на базе правильной оценки совместной работы оснований и фундаментов, их реальных свойств, использовании передовых достижений в области теории и практики фундаментостроения.

РАЗДЕЛ I

ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ О ГРУНТАХ И МЕТОДАХ ПРОЕКТИРОВАНИЯ ОСНОВАНИЙ И ФУНДАМЕНТОВ

ГЛАВА 1

ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ О ГРУНТАХ

1.1. Основные понятия и определения

Грунты — горные породы, слагающие верхние слои земной поверхности, образовавшиеся в результате выветривания.

Основание — толща грунтов со всеми особенностями их напластования, воспринимающего нагрузку от веса зданий и сооружений. Различают скальные и нескальные основания.

Скальным основанием называют массивные горные породы с жесткими связями между частицами грунта, залегающие в виде сплошного или трещиноватого массива и имеющие значительную прочность при сжатии ($R_c \geq 5$ МПа).

Нескальные, или грунтовые, основания представляют собой толщу несвязных или связных горных пород, имеющих связи между отдельными частицами, которые во много раз меньше прочности самих минеральных частиц. К этому типу относят основания из крупнообломочных, песчаных, пылевато-глинистых грунтов.

Нескальные основания подразделяют на естественные и искусственно улучшенные. Первые используют при возведении зданий в условиях природного залегания после предварительной подготовки. Естественные основания разделяют на однородные, сложенные из грунта одного типа (рис. 1.1, а), и слоистые (рис. 1.1, б), причем

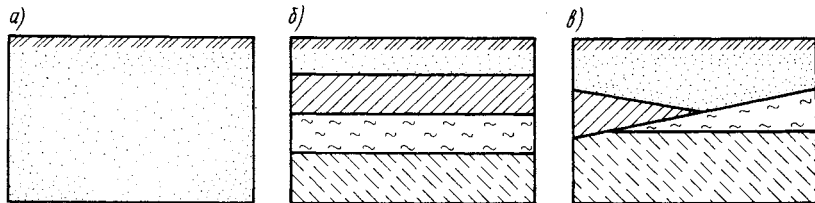


Рис. 1.1. Схемы естественных оснований

слоистое основание может иметь согласное (рис. 1.1, б) или несогласное (рис. 1.1, в) залегание грунтов. Залегание считают согласным, если уклон отдельных слоев грунта не превышает 1...2%, и несогласным, если пласты залегают невыдержанно, т. е. имеют больший уклон и выклинивание.

В большинстве случаев располагать здание на поверхности земли бывает нецелесообразно, поскольку верхние слои грунта имеют низкую несущую способность и не могут воспринять нагрузку от веса сооружения, они способны испытывать значительные деформации под влиянием климатических факторов в результате пучения при промерзании, просадки при оттаивании, усадки при высыхании, набухания при увлажнении и т. д. Это приводит к необходимости использования специальной конструкции, которую называют фундаментом.

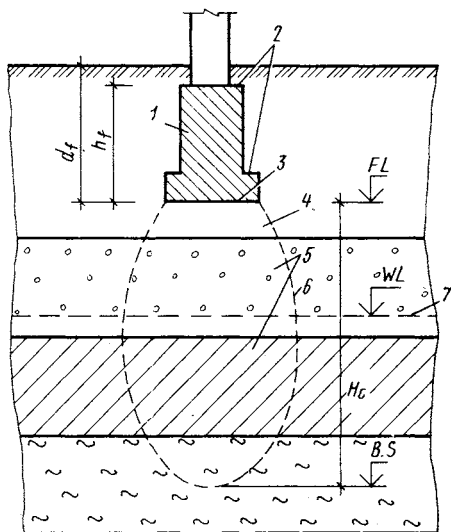


Рис. 1.2. Схема фундамента и его основания

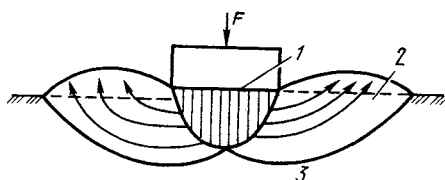


Рис. 1.3. Схема основания при расчете устойчивости:
1 — уплотненное ядро грунта; 2 — выдавливаемый из-под подошвы грунт; 3 — плоскость скольжения

Фундамент 1 — это подземная часть здания, которая предназначена для передачи нагрузки от здания на залегающие на некоторой глубине грунты основания (рис. 1.2). Плоскость фундамента, опирающуюся на основание 3, называют подошвой. Поверхность фундамента 2, на которую опирается надземная конструкция, а также границу между соседними уступами называют обрезами. Слой грунта 4, на котором располагается подошва, называют несущим слоем, другие слои 5 являются подстилающими. Расстояние от поверхности земли до подошвы называют глубиной заложения фундамента d_f . Высота самого фундамента h_f , как правило, меньше глубины заложения, поскольку обреза обычно располагается ниже отметки поверхности земли.

В результате воздействия нагрузки от веса сооружений в основании фундамента формируется деформируемый массив грунта 6, который называют сжимаемой толщиной или рабочей зоной основания. Расстояние от отметки подошвы фун-

дамента FL до отметки нижней границы сжимаемой толщи BS называют глубиной сжимаемой толщи H_c . Уровень подземных вод 7, находящихся в основании, обозначают отметкой WL .

При проектировании оснований используют два метода расчета. Первый — расчет деформаций (вторая группа предельных состояний), в этом методе рабочая сжимаемая зона основания принимается в виде, показанном на рис. 1.2. Этот метод расчета применяют при относительно небольших нагрузках, когда не происходит потери устойчивости основания, что позволяет использовать решения механики линейно деформируемых сред.

При достижении внешней нагрузки значительной величины (рис. 1.3) может произойти потеря устойчивости основания, сопровождающаяся выдавливанием части грунта из-под подошвы фундамента.

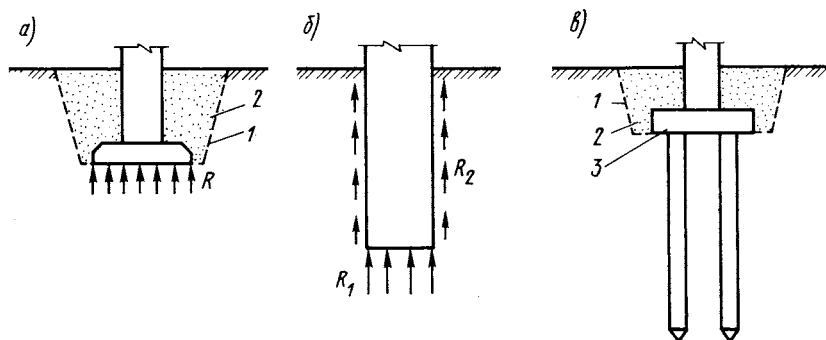


Рис. 1.4. Схемы фундаментов

В этом случае используют второй метод расчета — по устойчивости (первая группа предельных состояний). В данном методе расчета за рабочую зону основания принимают объем грунта, перемещаемый относительно неподвижного массива в результате потери устойчивости основания.

Фундаменты подразделяют на следующие основные категории: возводимые в открытых котлованах, глубокого заложения и свайные.

Фундаменты в открытых котлованах (рис. 1.4, а) — это такие фундаменты, которые после возведения в котловане 1 засыпаются грунтом 2 и передают давление на основание преимущественно по подошве.

Фундаменты глубокого заложения (рис. 1.4, б) называют фундаментами, формируемые или погружаемые в грунт с помощью специальных механизмов. Они передают нагрузку на основание как по подошве R_1 , так и за счет сил трения по боковой поверхности фундамента R_2 .

Свайным фундаментом (рис. 1.4, в) называют группу свай, объединенных поверху для совместной работы с помощью специальных плит или балок 3.

1.2. Материалы инженерно-геологических изысканий

Прежде чем приступить к проектированию зданий и сооружений, необходимо иметь информацию о геологических, гидрогеологических условиях района строительства и свойствах грунтов строительной площадки. Для этого на строительной площадке проводят инженерно-геологические изыскания. Они включают проведение следующих работ: бурение скважин и разработку шурфов, обязательный отбор образцов с целью выяснения геологического строения и особенностей напластования, лабораторные исследования для установления физико-механических свойств грунтов.

Методика и последовательность работ при инженерно-геологических и лабораторных исследованиях изложены в курсах «Инженерная геология» и «Механика грунтов».

Материалы инженерно-геологических изысканий должны включать данные об особенностях геологического строения и напластования грунтов на строительной площадке, сведения о мощности отдельных пластов грунта, основные классификационные показатели, позволяющие судить о физико-механических характеристиках грунтов, на основе которых дается оценка деформативных и прочностных свойств оснований. Особое внимание следует обращать на гидрогеологические условия района строительства, на установившийся уровень подземных вод, на причины, которые могут вызвать его колебание, а также наименьшую и наибольшую отметку возможных колебаний. Важно знать о возможности образования в основаниях агрессивных сред, формирующихся в результате проникновения в грунты химических веществ. Если на строительной площадке имеются уже построенные здания, необходимо знать о времени возведения и конструктивных особенностях их фундаментов, чтобы судить о взаимном влиянии проектируемых и существующих сооружений.

Особое внимание следует обращать на возможность протекания различных физико-геологических процессов в районе предполагаемого строительства, которые могут оказать существенное влияние на эксплуатацию фундаментов, а также самих зданий и сооружений. Необходимо учитывать вероятность образования оползней; явления просадочности, свойственные лёссовым грунтам при замачивании и вечномерзлым — при оттаивании; явления усадки и набухания грунтов в результате изменения климатических и гидрогеологических режимов; сейсмические явления, способные повлечь за собой разжижение водонасыщенных песчаных грунтов; морозное пучение, которое может вызвать значительные деформации фундаментов зданий и сооружений.

Материалы инженерно-геологических изысканий включают топографический план участка строительства с указанием рельефа и горизонталей уже существующих и проектируемых зданий. На плане указывают геологические выработки (скважины, шурфы и штольни), геолого-литологические разрезы и профили с указанием абсолютных отметок, уровень вод и его колебания. Этот иллюстративный материал дополняют пояснительной запиской, в которой излагаются общая инженерно-геологическая оценка строительной площадки; возможность проявления физико-геологических процессов и их последствия; общая оценка особенностей напластования грунтов, особенностей их свойств и возможности использования в качестве оснований сооружений; описание условий проведения работ по инженерной подготовке территории застройки и возведению фундаментов; данные для расчета прочности устойчивости и деформируемости оснований.

Объем и содержание инженерно-геологических изысканий зависят от степени изученности района строительства, сложности геологического строения исследуемого района, стадии проектирования, особенностей возводимого здания или сооружения и регламентируются действующими ГОСТами.

1.3. Физические свойства грунтов и их строительная классификация

Грунты состоят из твердых минеральных частиц, жидкости и газа и, таким образом, представляют собой (при положительной температуре) трехфазную систему. Грунты различают по многим признакам, наиболее важными из которых являются их физические и механические свойства.

Для оценки и классификации грунтов оснований образцы, полученные в результате инженерно-геологических изысканий, подвергают лабораторным исследованиям. Образцы грунта должны иметь ненарушенную структуру, для этого их отбирают из относительно больших по объему образцов грунта (монолитов), полученных из шурфов и скважин.

После лабораторных исследований полученные физические характеристики сопоставляют с классификационными для качественной оценки свойств грунтов и возможности их использования для оснований сооружений.

Соотношение между фазами во многом определяют физические свойства грунтов.

В результате лабораторных исследований определяют три основных показателя: *плотность грунта ненарушенной структуры ρ* , которая равна отношению массы образца грунта к его объему; *плотность твердых частиц ρ_s* , равную отношению массы твердых частиц к их объему, и *природную влажность w* , равную отношению массы содержащейся в грунте воды к массе твердых частиц.

Образец грунта объемом V и массой m состоит из трех частей: объема V_s , занятого твердыми частицами m_s , объема V_w , занятого водой массой m_w , и объема V_g , занятого газом массой m_g , которая в силу своей малости в расчетах не учитывается. Тогда в соответствии с вышеприведенными определениями

$$\rho = \frac{m_s + m_w}{V_s + V_v + V_g}; \quad \rho_s = m_s/V_s; \quad w = m_w/m_s. \quad (1.1)$$

Для более полной оценки свойств грунтов помимо основных используют и дополнительные физические характеристики: гранулометрический состав, плотность грунта в сухом состоянии, коэффициент пористости, степень влажности, число пластичности и показатель текучести.

Гранулометрический состав характеризует содержание по массе групп частиц (фракций) грунта различной крупности по отношению к общей массе абсолютно сухого грунта. Он определяется просеиванием через стандартные сита. В зависимости от содержания в грунте частиц различных размеров определяют степень неоднородности гранулометрического состава:

$$c_v = d_{60}/d_{10}, \quad (1.2)$$

где d_{60} и d_{10} — диаметры частиц, мм, мельче которых в грунте содержится соответственно 60 и 10% (по массе) частиц. Чем меньше c_v , тем однороднее грунт, при $c_v > 3$ песчаные грунты принято считать неоднородными.

Плотность грунта в сухом состоянии ρ_d равна отношению массы твердых частиц к объему грунта ненарушенной структуры:

$$\rho_d = \rho/(1 + w). \quad (1.3)$$

Коэффициент пористости — отношение объема пор к объему твердых частиц:

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

Пористость $n = 1 - \rho_d/\rho_s$.

Степень влажности — отношение природной влажности к влажности, соответствующей полному водонасыщению w_{sat} :

$$S_r = w/w_{sat} = w\rho_s/\rho_w. \quad (1.5)$$

где ρ_w — плотность воды.

Число пластичности — характеристика, с помощью которой определяют наименование пылевато-глинистого грунта:

$$I_p = w_L - w_p, \quad (1.6)$$

где w_L — влажность на границе текучести, при которой стандартный конус погружается в образец грунта на глубину 10 мм; w_p —

влажность на границе раскатывания, при которой грунт теряет возможность раскатываться в шнур диаметром 2...3 мм.

Показатель текучести оценивает степень пластичности пылеватого-глинистого грунта:

$$I_L = (w - w_p) / (w_L - w_p). \quad (1.7)$$

Для расчета оснований важно знать удельный вес грунта, твердых частиц и грунта в сухом состоянии:

$$\gamma = g\rho; \gamma_s = g\rho_s; \gamma_d = g\gamma_d. \quad (1.8)$$

где g — ускорение свободного падения.

Удельный вес грунта с учетом взвешивающего действия воды определяют по формуле

$$\gamma_{sb} = (\gamma_s - \gamma_w) / (1 + e). \quad (1.9)$$

Грунтам оснований зданий и сооружений даются наименования в описаниях результатов изысканий, проектах оснований и фундаментах в соответствии с классификацией, установленной ГОСТ 25100 — 82. В соответствии с данной классификацией различают скальные и нескальные грунты.

К *скальным грунтам* оснований относят изверженные, метаморфические и осадочные породы с жесткими связями между зернами, залегающие в виде сплошного или трещиновидного массива. Их подразделяют в зависимости от предела прочности одноосному сжатию R_c , коэффициента размягчаемости $k_{сж}$ (отношение сопротивлений одноосному сжатию в водонасыщенном и сухом состоянии) и степени выветрелости k_v (отношения массы образца выветрелого грунта к массе невыветрелого образца того же грунта).

По пределу прочности одноосному сжатию различают скальные грунты очень прочные ($R_c > 120$ МПа), прочные ($120 \geq R_c > 50$ МПа), средней прочности ($50 \geq R_c > 15$ МПа), малопрочные ($15 \geq R_c \geq 5$ МПа), пониженной прочности ($5 > R_c \geq 3$ МПа), низкой прочности ($3 > R_c \geq 1$ МПа), весьма низкой прочности $R_c < 1$ МПа. По коэффициенту размягчаемости грунты бывают неразмягчаемые ($k_{сж} \geq 0,75$) и размягчаемые ($k_{сж} < 0,75$). По степени выветрелости скальные грунты разделяют на невыветрелые (монолитные при $k_v = 1$), слабовыветрелые (трещиноватые — $1 > k_v \geq 0,9$), выветрелые ($0,9 > k_v \geq 0,8$) и слабовыветрелые (рухляки — $k_v < 0,8$).

Для скальных пород, способных растворяться в воде, следует устанавливать степень их растворимости. В большинстве случаев скальные грунты являются надежными основаниями.

К *нескальным грунтам* относят крупнообломочные — несцементированные — грунты, содержащие обломки кристаллических или осадочных горных пород с размером частиц более 2 мм — больше чем 50% по массе; песчаные — сыпучие в сухом состоянии грунты, которые содержат частицы крупнее 2 мм менее чем 50% по массе

и не обладают пластичными свойствами ($I_p < 0,01$); пылевато-глинистые — связные грунты, имеющие число пластичности $I_p \geq 0,01$.

Крупнообломочные и песчаные грунты в зависимости от гранулометрического состава классифицируются в соответствии с данными табл. 1.1.

Таблица 1.1. Классификация грунтов по гранулометрическому составу

Грунты	Размеры частиц, мм	Содержание частиц по массе, %
<i>Крупнообломочные</i>		
Валуны	> 200	> 50
Галечниковые	> 10	> 50
Гравийные	> 2	> 50
<i>Песчаные</i>		
Гравелистые	> 2	> 25
Крупные	> 0,5	> 50
Средней крупности	> 0,25	> 50
Мелкие	> 0,1	≥ 75
Пылеватые	> 0,1	< 75

При наличии в крупнообломочном грунте более 40% песчаного заполнителя или более 30% пылевато-глинистого от общей массы воздушно-сухого грунта в наименовании грунта приводится вид заполнителя с указанием характеристик последнего.

По степени влажности крупнообломочные и песчаные грунты различают в соответствии с табл. 1.2.

Таблица 1.2. Классификация грунтов по степени влажности

Крупнообломочные и песчаные грунты	Степень влажности
Маловлажные	$0 < S_v \leq 0,5$
Влажные	$0,5 < S_v \leq 0,8$
Насыщенные водой	$0,8 < S_v \leq 1$

Основания, сложенные крупнообломочными грунтами, как правило, являются надежными. Прочность крупнообломочных грунтов снижается при увеличении коэффициента выветрелости, окатанности частиц и количества глинистого заполнителя. Наличие в крупнообломочных грунтах песчаного заполнителя практически не снижает его сопротивляемость внешним нагрузкам. При общей оценке оснований, состоящих из крупнообломочных грунтов, необходимо учитывать условия образования и характер залегания пластов. При наклонном залегании и наличии песчаных и глинистых прослоек могут образовываться поверхности скольжения, существенно снижающие устойчивость оснований.

По плотности сложения песчаные грунты оцениваются следующим образом (табл. 1.3).

Таблица 1.3. Плотность сложения пластов

Пески	Значение e для песков		
	плотных	средней плотности	рыхлых
Гравелистые, крупные, средней крупности	$e < 0,55$	$0,55 \leq e \leq 0,7$	$e > 0,7$
Мелкие	$e < 0,6$	$0,6 \leq e \leq 0,75$	$e > 0,75$
Пылеватые	$e < 0,6$	$0,6 \leq e \leq 0,8$	$e > 0,8$

Плотность сложения является очень важной характеристикой при оценке свойств песчаных оснований. Иногда плотность сложения определяют статическим и динамическим зондированием.

Песчаные грунты, как и крупнообломочные, в большинстве случаев являются надежными основаниями. С увеличением размеров частиц и плотности сложения прочность и устойчивость песчаных оснований возрастают, а их деформации затухают достаточно быстро.

Пески гравелистые, крупные и средней крупности, имеющие плотную и среднюю плотность сложения, хорошо сопротивляются действию внешней нагрузки, претерпевая при этом незначительные деформации. Рыхлые пески слабо сопротивляются внешним нагрузкам, и их использование в качестве оснований требует специального обоснования.

Обводнение гравелистых, крупных и мелких песков мало сказывается на их прочности, а пылеватые пески могут снижать свою прочность при увеличении влажности.

По числу пластичности грунты классифицируют по табл. 1.4.

Таблица 1.4. Классификация грунтов по содержанию пылевато-глинистых частиц

Грунт	Содержание пылевато-глинистых частиц по массе, %	Число пластичности J_p
Глина	> 30	$> 0,17$
Суглинок	$30 \dots 10$	$0,17 \dots 0,07$
Супесь	$10 \dots 3$	$0,07 \dots 0,01$
Песок	< 3	0

По показателю текучести пылевато-глинистые грунты подразделяют в соответствии с данными, приведенными в табл. 1.5.

Несущая способность пылевато-глинистых грунтов во многом зависит от пористости и влажности, при уменьшении коэффициента пористости снижается и степень сжатия под действием внешней нагрузки. С увеличением пористости и влажности пылевато-глинистых грунтов уменьшается их сопротивляемость силовому воздействию, поэтому при проектировании фундаментов на основаниях из пылевато-глинистых грунтов следует учитывать изменение

пористости и влажности в зависимости от гидрогеологических и климатических условий.

Таблица 1.5. Классификация пылевато-глинистых грунтов по показателю текучести

Пылевато-глинистый грунт	Показатель текучести J_L	Пылевато-глинистый грунт	Показатель текучести J_L
<i>Супеси</i>			
Твердые	$J_L < 0$ $0 \leq J_L \leq 1$ $J_L > 1$	Полутвердые	$0 \leq J_L \leq 0,25$
Пластичные		Тугопластичные	$0,25 < J_L \leq 0,5$
Текучие		Мягкопластичные	$0,5 < J_L \leq 0,75$
		Текучепластичные	$0,75 < J_L \leq 1$
<i>Суглинки и глины</i>		Текучие	$J_L > 1$
Твердые	$J_L < 0$		

Твердые и полутвердые пылевато-глинистые грунты являются надежными основаниями, в пластичном состоянии их используют в качестве оснований при условии, если величина осадки не превышает предельно допустимой, в текучепластичном и текучем состоянии пылевато-глинистые грунты используют для строительства только после специального обоснования, так как при действии даже небольших давлений эти грунты способны терять устойчивость.

Пылевато-глинистые грунты способны испытывать деформации, продолжающиеся в течение нескольких десятилетий, что необходимо учитывать при проектировании оснований. Среди пылевато-глинистых грунтов следует выделить особую категорию — илы, просадочные и набухающие грунты.

К илам относят пылевато-глинистые грунты в начальной стадии формирования, образовавшиеся как осадок в воде при воздействии микробиологических процессов. Такие грунты обладают большой пористостью и анизотропией. Использование илистых грунтов в основании сооружений требует специального обоснования в силу их незначительной прочности, обусловливаемой только структурными связями.

Просадочными называют грунты, которые под действием внешней нагрузки или собственного веса при замачивании дают значительную дополнительную осадку (просадку). Этим свойством обладают в основном лёссы и лёссовидные грунты. Такой вид грунтов имеет высокую пористость ($> 0,44$) и в необводненном состоянии обладает достаточной несущей способностью, обусловливаемой прочностью структурных связей. При замачивании эти связи нарушаются, происходит просадка с изменением внутренней структуры грунта.

При строительстве на просадочных грунтах осуществляется комплекс мероприятий, направленных на устранение или уменьшение влияния просадочности на здания и сооружения.

К набухающим относят грунты, способные при увлажнении или

воздействии химических растворов увеличивать свой объем. Возможен и обратный процесс — уменьшение объема при снижении влажности, который называют усадкой. Основания, сложенные набухающими грунтами, рассчитывают по специальной методике, а при возведении фундаментов используют специальные конструктивные и эксплуатационные мероприятия.

Особую категорию грунтов составляют засоленные, биогенные, насыпные и вечномерзлые грунты. Засоленные грунты при длительной фильтрации воды способны испытывать дополнительную суффозионную осадку и снижать прочность в результате выщелачивания, подвергаться набуханию и просадке при замачивании и формировать агрессивную среду, которая может оказать вредное воздействие на подземные конструкции сооружений. Биогенные грунты (торфы и сапропели) представляют собой смесь песчаных или глинистых грунтов с растительными остатками. Они характеризуются большой сжимаемостью медленным развитием осадок, анизотропией и возможностью формирования агрессивных сред по отношению к материалам подземных конструкций.

При проектировании оснований зданий и сооружений следует уделять особое внимание насыпным грунтам, если их используют в качестве оснований. Насыпные грунты имеют большую степень неоднородности, обуславливающей неравномерность сжимаемости, и способны изменять свойства при динамических воздействиях. В них могут содержаться органические включения, шлаки и глины, вызывающие снижение прочности, дополнительные осадки, набухание и усадку.

Вечномерзлые грунты расположены в основном на севере, в районах Сибири и Дальнего Востока. Они характеризуются наличием в порах воды, которая находится в замерзшем состоянии, что во многом и определяет их свойства. Изменение температурного режима вечномерзлого грунта может вызвать его оттаивание, приводящее к возникновению дополнительных осадок.

1.4. Механические характеристики грунтов оснований

Расчет и проектирование оснований фундаментов городских зданий и сооружений производят на основе механических характеристик грунтов, определяемых на основании полевых и лабораторных исследований.

Передача внешней нагрузки на грунт оснований через фундаменты сооружений приводит к образованию нормальных напряжений, вызывающих деформации уплотнения грунта, которые включают в себя деформации скелета грунта, а также уменьшение объема пор. При небольших давлениях деформации скелета грунта незначительны и уплотнение происходит в основном из-за уменьшения пористости. Основные закономерности такого деформирования рассматри-

вает закон компрессии — изменение пористости грунта пропорционально изменению давления.

Прочность и устойчивость грунтов оснований оцениваются сопротивлением грунтов сдвигу, которое зависит от угла внутреннего трения и удельного сцепления грунта. Эти характеристики определяются в соответствии с законом сопротивления грунтов сдвигу, который для песчаных грунтов формулируется следующим образом: предельное сопротивление грунтов сдвигу пропорционально нормальному напряжению.

Деформируемость грунтов во времени и сопротивление сдвигу во многом зависит от распределения давления, воспринимаемого скелетом грунта и водой, находящейся в порах. Под действием давления от внешней нагрузки поровая вода постепенно отжимается из грунта и передает часть своего давления на скелет. Следовательно, процесс уплотнения будет зависеть от скорости отжатия воды из пор грунта. Это требует знания основных положений закона фильтрации поровой воды — скорость фильтрации прямо пропорциональна гидравлическому градиенту (потере напора на пути фильтрации).

Показатели, характеризующие степень уплотнения грунтов, определяют в ходе лабораторных испытаний образцов грунта, полученных из скважин и шурфов. Уплотнение грунтов оценивают с помощью коэффициента относительной сжимаемости m_v , или модуля деформации E , определяемых в одометре (рис. 1.5, а). Одометр представляет собой кольцо 1, в котором находится образец грунта 2, установленное на фильтрующее днище 3. На образец грунта с помощью поршня 4 передается внешняя нагрузка.

По результатам испытаний получают кривую (график зависимости коэффициента пористости от давления), показанную на рис. 1.5, б. При небольших давлениях участок кривой в интервале $p_1 - p_2$ заменяют прямой линией, наклон которой принимают за коэффициент сжимаемости:

$$m_0 = (e_1 - e_2) / (p_2 - p_1), \quad (1.10)$$

где e_1 и e_2 — коэффициенты пористости, соответствующие давлениям p_1 и p_2 .

В расчетах удобнее пользоваться коэффициентом относительной сжимаемости:

$$m_v = m_0 / (1 + e_1). \quad (1.11)$$

Коэффициент относительной сжимаемости связан с модулем деформации, соответствующим модулю упругости для упругих тел, следующей зависимостью:

$$E = \beta \frac{1 + e_1}{m_0} = \frac{\beta}{m_v}, \quad (1.12)$$

где $\beta = 1 - 2\nu^2 / (1 - \nu)$ (ν — коэффициент общей относительной попе-

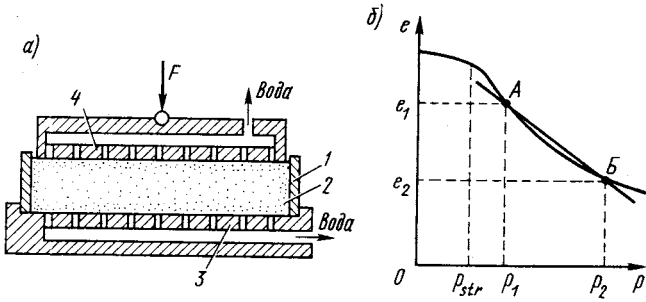


Рис. 1.5. Испытание образца грунта на сжатие

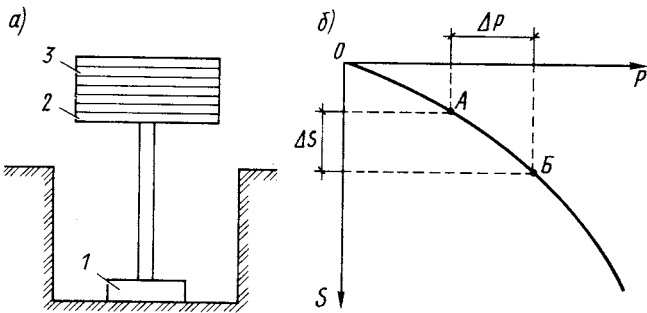


Рис. 1.6. Испытание грунта статической нагрузкой

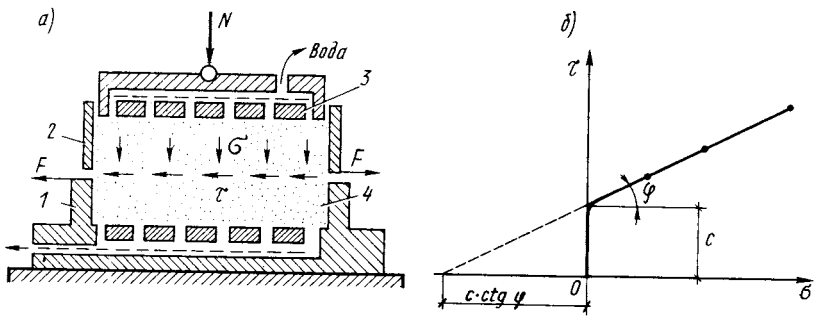


Рис. 1.7. Испытание грунта на сдвиг

речной деформации). Для крупнообломочных грунтов $\beta=0,8$, песков и супесей — 0,74, суглинков — 0,62, глин — 0,43.

По компрессионной кривой можно приближенно судить и о структурной прочности грунтов (рис. 1.5, б). Точное значение структурной прочности получают по компрессионной кривой, построенной в полулогарифмической системе координат.

Значение модуля деформации грунта, найденное с помощью компрессионных кривых, часто отличается от действительного, так как при отборе образцов грунта все же происходит частичное нарушение природной структуры грунта. Поэтому для определения модуля деформации прибегают к полевым испытаниям грунтов статической нагрузкой с помощью жестких штампов, устанавливаемых в специальных шурфах.

Используют специальную установку (рис. 1.6, а), представляющую собой жесткий штамп 1, соединенный с платформой 2, к которой прикладывается ступенчато возрастающая внешняя нагрузка 3.

По результатам испытаний строят график зависимости осадки от нагрузки (рис. 1.6, б). На начальном участке (при относительно небольших давлениях) эта зависимость считается линейной и модуль деформации определяется по формулам теории линейно деформируемых тел с помощью данного графика по следующей формуле:

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

где ω — коэффициент, принимаемый для круглых штампов равным 0,8; d — диаметр штампа; ν — коэффициент поперечной деформации; Δp — приращение давления на штамп; Δs — приращение осадки, соответствующее принятому интервалу давления.

Сопrotивление грунтов сдвигу обычно определяют с помощью прямого среза образцов грунта в сдвиговом приборе (рис. 1.7, а), состоящем из двух обоем: неподвижной нижней 1 и подвижной верхней 2 с фильтрующими пластинами 3 (зубчатыми для песчаных грунтов и плоскими для глинистых), между которыми располагается образец грунта 4.

Изменяя вертикальную нагрузку, можно построить график зависимости предельного сопротивления сдвигу от вертикального давления (рис. 1.7, б). Эта зависимость выразится формулой

$$\tau = \sigma \operatorname{tg} \varphi + c, \quad (1.13)$$

где σ — действующее нормальное напряжение; $\operatorname{tg} \varphi$ — коэффициент внутреннего трения; φ — угол внутреннего трения; c — удельное сцепление грунта.

Формула (1.13) отражает закон сопротивления сдвигу пылевато-глинистых грунтов, который формулируется следующим образом: *сопротивление связных грунтов сдвигу есть функция первой степени нормального напряжения.*

В песчаных грунтах сцепление отсутствует, поэтому для них

$$\tau = \sigma \operatorname{tg} \varphi, \quad (1.14)$$

при $\tau < \sigma \operatorname{tg} \varphi + c$ сдвига не происходит. Отрезок p_c , отсекаемый наклонной линией на оси абсцисс (рис. 1.7, б), называют *давлением связности*, которое можно представить в виде

$$p_c = c / \operatorname{ctg} \varphi. \quad (1.15)$$

Давление связности можно условно считать начальным давлением связанного грунта, которое необходимо преодолеть при испытании на сдвиг.

Соппротивление грунтов сдвигу часто изучают в приборах трехосного сжатия, называемых стабилометрами.

В стабилометре (рис. 1.8, а) образец грунта находится в резиновой оболочке, практически закрытое пространство между которой и стенками заполнено водой. Результаты испытаний в стабилометрах более достоверны, поскольку здесь отсутствуют недостатки, присущие одометрам (наличие сил трения по боковой поверхности

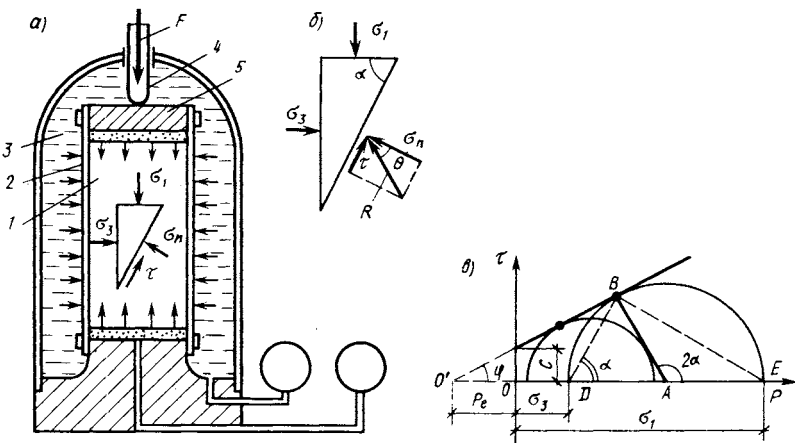


Рис. 1.8. Схема стабилометра для трехосного испытания образца грунта (а); напряжения, действующие на трехгранную призму, вырезанную из образца (б); круги Мора, построенные по результатам испытания в стабилометре (в)

образца грунта и неточность пригонки горизонтальных поверхностей образца к поршню и днищу).

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. 1.8, в). Проведя несколько таких испытаний при различных значениях σ_3 , находят огибающую кругов Мора. В пределах давлений, возникающих в основаниях сооружений, огибающую можно принять в виде касательной прямой, как и при испытаниях грунтов на прямой сдвиг. Эта прямая для связных грунтов пересекается с осью σ левее начала координат, отсекая на ней отрезок p_c . Полученный график аналогичен графику сопротивления сдвигу связных грунтов (см. рис. 1.7, б).

Рассмотрим плоское напряженное состояние трехгранной призмы, мысленно вырезанной из образца грунта, подвергнутого сжатию (рис. 1.8, 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, будет приложена равнодействующая R , отклоненная от нормали σ_n на угол θ . 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

$$\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_1 + \sigma_3} = \sin \theta_{\max} \quad (1.16)$$

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

$$\theta_{\max} = \varphi \quad (1.17)$$

или

$$(\sigma_1 - \sigma_3)/(\sigma_1 + \sigma_3) = \sin \varphi. \quad (1.18)$$

Для связных грунтов, как было уже отмечено, давление связности следует рассматривать как силу всестороннего сжатия величиной p_c (рис. 1.8, в). Следовательно, для связных грунтов к σ_1 и σ_3 необходимо добавить по p_c , тогда

$$(\sigma_1 - \sigma_3)/(\sigma_1 + \sigma_3 + 2p_c) = \sin \varphi. \quad (1.19)$$

Выражение (1.19), связывающее главные напряжения в момент разрушения образца с углом внутреннего трения, часто называют *уравнением предельного равновесия грунта*.

Уравнение (1.19) в некоторых случаях удобно использовать не

в главных напряжениях, а в компонентах, записанных относительно координатных осей. Из сопротивления материалов известно, что

$$\left. \begin{matrix} \sigma_1 \\ \sigma_3 \end{matrix} \right\} = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2 + \tau_{yz}^2} \quad (1.20)$$

Рассматривая совместно (1.19) и (1.20), можно получить уравнение предельного равновесия в другом виде:

$$\frac{(\sigma_x - \sigma_y)^2 + 4\tau_{yz}^2}{(\sigma_x + \sigma_y + 2c \operatorname{ctg} \varphi)^2} = \sin^2 \varphi. \quad (1.21)$$

Рассматривая круг Мора (рис. 1.8, в), определяем радиус:

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

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

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

Сравнивая это выражение с (1.19), видим, что $\angle AO'B = \varphi$, т. е. в результате испытания на трехосное сжатие можно определить параметры φ и c .

Для определения площадок скольжения (рис. 1.8, б), по которым происходят разрушения образца при сдвиге, соединяем точку B с концами отрезков напряжений σ_1 (точка E на рис. 1.8, в) 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). В связи с тем что $2\alpha = 90^\circ + \varphi$, имеем $\alpha = 45^\circ + \varphi/2$. Следовательно, отклонения площадки скольжения от направления наибольшего главного напряжения σ_1

$$\beta = 45^\circ - \varphi/2. \quad (1.22)$$

Иногда для определения угла внутреннего трения и сцепления прибегают к полевым испытаниям грунтов с помощью среза четырехлопастной крыльчаткой, зондирования или использования пенетromетра с конусообразной или шаровой поверхностью.

Закон ламинарной фильтрации, характеризующий водопроницаемость грунтов, предложенный Дарси, имеет вид

$$v_f = k_f i, \quad (1.23)$$

где v_f — скорость фильтрации, или объем воды, проходящей через единицу площади поперечного сечения в единицу времени; k_f — коэффициент фильтрации, равный скорости фильтрации при гидравлическом гра-

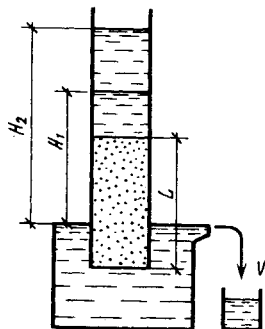


Рис. 1.9. Схема установки для определения коэффициента фильтрации

диенте $i=1$; $i=(H_2 - H_1)L$ — гидравлический градиент, равный потере напора на пути фильтрации.

Для хорошо фильтрующих грунтов (песков и супесей) для определения коэффициента фильтрации используют установку, показанную на рис. 1.9. Коэффициент фильтрации можно получить из выражения

$$k_f = V / (Ait), \quad (1.24)$$

где V — объем воды, профильтровавшейся через образец площадью A за время t .

1.5. Определение нормативных и расчетных характеристик грунтов

В силу неоднородности грунтов физико-механические свойства даже в пределах одного слоя не постоянны, поэтому определение характеристик по результатам испытаний одного образца дает лишь частное значение искомой величины.

Для получения достоверных значений физико-механических характеристик грунтов прибегают к статистической обработке результатов ограниченного числа испытаний. Частное значение или частное определение служит основой для вычисления показателя, называемого средним арифметическим, с помощью которого устанавливают *нормативное* значение искомой характеристики:

$$X_n = \frac{1}{k} \sum_{i=1}^k X_i, \quad (1.25)$$

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

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

$$X = X_n / \gamma_g, \quad (1.26)$$

где γ_g — коэффициент надежности по грунту.

При вычислении расчетных значений, определяющих прочностные характеристики грунта (удельное сцепление, угол внутреннего трения, плотность и предел прочности на одноосное сжатие для скальных грунтов), коэффициент надежности по грунту устанавливается в зависимости от изменчивости этих характеристик и значения доверительной вероятности (обеспеченности) α :

$$\gamma_g = 1 / (1 \pm \rho_T), \quad (1.27)$$

где ρ_T — показатель точности оценки среднего значения характеристики грунта.

Знак в формуле (1.27) принимают таким, который обеспечивает

большую надежность данного расчета основания или фундамента. Для прочих характеристик $\gamma_s = 1$.

Показатель точности оценки находят по следующим формулам: для c и $\operatorname{tg} \varphi$

$$\rho_T = t_\alpha \nu; \quad (1.28)$$

для ρ и R_c

$$\rho_T = t_\alpha \nu / \sqrt{k}, \quad (1.29)$$

где t_α — коэффициент, зависящий от заданной доверительной вероятности α и числа экспериментов; ν — коэффициент вариации определяемой характеристики:

$$\nu = \sigma / X_n; \quad (1.30)$$

σ — среднее квадратичное отклонение характеристики.

Среднее квадратичное отклонение при назначении R_c и ρ при ограниченном числе опытов определяют по формуле

$$\sigma = \sqrt{\frac{1}{k-1} \sum_{i=1}^k (X_n - X_i)^2}. \quad (1.31)$$

Для c и $\operatorname{tg} \varphi$ среднее квадратичное отклонение находят из выражений

$$\sigma_c = \sigma_i \sqrt{\frac{1}{\Delta} \sum_{i=1}^k \sigma_i}; \quad (1.32)$$

$$\sigma_{\operatorname{tg} \varphi} = \sigma_\tau \sqrt{k/\Delta}. \quad (1.33)$$

Среднее квадратичное отклонение величины сопротивления грунта срезу

$$\sigma_\tau = \sqrt{\frac{1}{k-2} \sum_{i=1}^k (\sigma_i \operatorname{tg} \varphi_n + c_n - \tau_i)^2}, \quad (1.34)$$

где k — число определений; σ_i — вертикальное давление при i -м испытании; τ_i — сопротивление сдвигу при i -м испытании.

Нормативное значение угла внутреннего трения φ_n и удельного сцепления c_n , входящих в формулу (1.25), определяют по результатам обработки серии опытов методом наименьших квадратов:

$$c_n = \frac{1}{\Delta} \left(\sum_{i=1}^k \tau_i \sum_{i=1}^k \sigma_i^2 - \sum_{i=1}^k \sigma_i \sum_{i=1}^k \tau_i \sigma_i \right); \quad (1.35)$$

$$\operatorname{tg} \varphi_n = \frac{1}{\Delta} \left(k \sum_{i=1}^k \tau_i \sigma_i - \sum_{i=1}^k \tau_i \sum_{i=1}^k \sigma_i \right), \quad (1.36)$$

где k — число определений величины τ_i при давлении σ_i .

Величину Δ , присутствующую в формулах (1.32), (1.33), (1.35) и (1.36), находят из выражения

$$\Delta = k \sum_{i=1}^k \sigma_i^2 - \left(\sum_{i=1}^k \sigma_i \right)^2. \quad (1.37)$$

Точное значение искомой характеристики по ограниченному числу опытов определить нельзя. Можно оценить лишь ее максимальное отклонение от истинного значения, т. е. найти ее вероятную

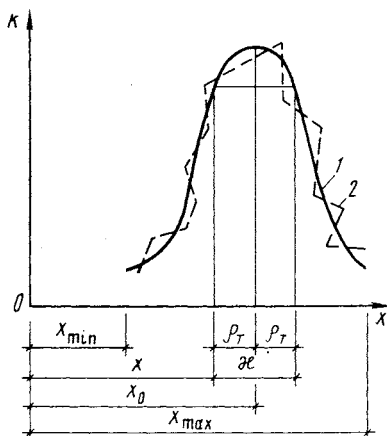


Рис. 1.10. Статические кривые распределения значений физико-механических характеристик: 1 — теоретическая; 2 — экспериментальная

осадки. Принятые доверительные вероятности означают, что в первом случае только 5%, а во втором — 15% значений частных определений будет больше или меньше принятого значения искомой характеристики.

Число частных определений k , по которым назначают нормативные и расчетные значения характеристик, зависит от неоднородности грунтов и степени ответственности возводимого здания или сооружения. Для статистической обработки требуется не менее шести испытаний. Для получения более достоверного значения требуется большее количество опытов: чем оно больше, тем меньше значение t_α и ρ_T , соответственно сужается и доверительный интервал, т. е. значение искомой характеристики будет в большей степени приближаться к действительному.

При полевых испытаниях грунтов жесткими штампами, целью которых является определение модуля деформаций, допускается находить его по результатам трех опытов или двух, если результаты отличаются друг от друга не более чем на 25%.

ГЛАВА 2
РАБОТА ГРУНТОВ В ОСНОВАНИЯХ ЗДАНИЙ
И СООРУЖЕНИЙ

**2.1. Условия работы грунтов.
Фазы напряженно-деформированного состояния**

Работа грунтов в основаниях зданий и сооружений имеет некоторую специфику по сравнению с работой материалов, из которых выполняют строительные конструкции, в том числе и фундаменты.

Грунты оснований обладают малой прочностью и большой деформативностью. Прочность грунтов в сотни и тысячи раз меньше прочности камня, бетона, железобетона и металла, деформативность — в десятки тысяч раз больше деформативности упомянутых материалов. Грунты оснований способны воспринимать только сжимающие и сдвигающие усилия и практически не работают на растяжение.

К особенностям работы грунтов оснований следует отнести возрастание деформаций во времени при постоянной нагрузке, т. е. после прекращения загрузки. Это явление объясняется *консолидацией и ползучестью*.

Консолидация характеризуется постоянным отжатием воды из пор в процессе уплотнения частиц грунта, ползучесть присуща скелету грунта. Для песчаных оснований преобладающим будет первый процесс, для пылеватоглинистых оба процесса протекают одновременно. В большей или меньшей степени ползучесть присуща всем видам грунтов.

Явление ползучести достаточно полно объясняет такие свойства грунтов, как *релаксация* (уменьшение напряжений при фиксированной деформации) и *упругое последствие* — частичное восстановление остаточных деформаций после снятия нагрузки.

С этим явлением связаны понятия *мгновенная, временная и длительная прочность* (рис. 2.1). Прочность, которой обладает грунт в начале приложения при кратковременном действии нагрузки, называют *мгновенной прочностью*. При увеличении времени временная прочность уменьшается и в пределе при $t \rightarrow \infty$ стремится к длительной прочности, которую часто называют *пределом прочности*.

Наблюдения за осадками жестких штампов, расположенных на грунтовом основании под действием внешних нагрузок, показали, что по достижении грунтом значительной деформации наступает

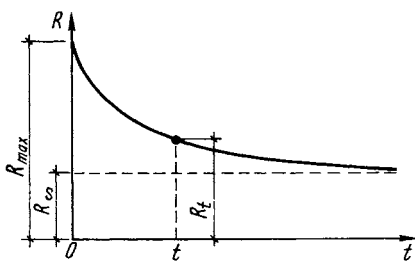


Рис. 2.1. Зависимости прочности грунта от длительности действия нагрузки: R_{max} — мгновенная прочность; R_{∞} — длительная прочность; R_t — временная прочность

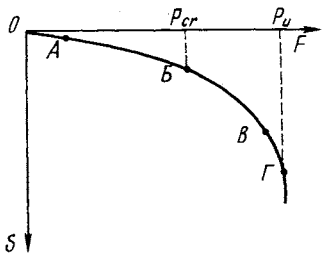


Рис. 2.2. График зависимости осадки штампа от нагрузки

виброползучестью грунтов.

Рассмотрим зависимость осадки жесткого штампа, установленного на основании, сложенном из грунтов, обладающих структурной прочностью, от действия возрастающей с постоянной скоростью внешней нагрузки (рис. 2.2).

На графике можно выделить четыре характерных участка: *ОА*, *АВ*, *ВВ* и *ВΓ*.

На первом участке *ОА* напряжения не превышают *структурной прочности*, которая обусловлена наличием кристаллизационных связей. Под краями штампа вследствие концентрации напряжений давление может превышать структурную прочность грунта. Внешняя нагрузка, приложенная к штампу, вызывает перемещение частиц грунта в основном вниз, и зона деформации по глубине превышает ширину подошвы штампа (рис. 2.3, *а*). Осадки на этой стадии нагружения носят в основном упругий характер, поэтому этот участок на графике называют *фазой упругих деформаций*. На этом участке осадка пропорциональна приложенной нагрузке, т. е. эта зависимость линейна.

При дальнейшем увеличении нагрузки давления под подошвой штампа превысят значение структурной прочности, а под краями штампа будут образовываться пластические зоны деформации или деформации сдвигов *1* (рис. 2.3). Эта фаза деформирования со-

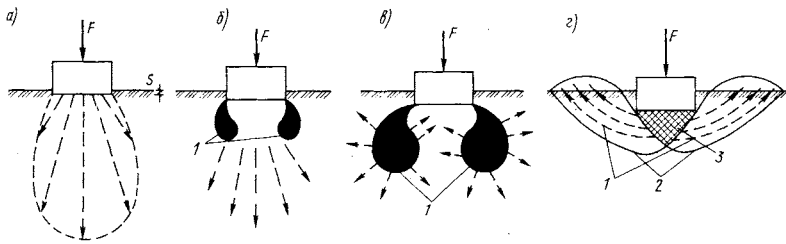


Рис. 2.3. Схема развития деформаций грунта:

а — при уплотнении; *б* — при развитии локальных областей сдвига; *в* — то же, значительных областей сдвига; *г* — при потере устойчивости

проводится уплотнением грунта под подошвой штампа и называется *фазой уплотнения и локальных сдвигов*. Несмотря на то что на этом участке зависимость между осадкой и нагрузкой имеет нелинейную зависимость (участок *АВ* на рис. 2.2), эта нелинейность незначительна и в практических расчетах ею пренебрегают, заменяя участок кривой *АВ* прямой линией.

При возрастании нагрузки на участке *ВВ* зоны пластических деформаций развиваются в стороны и вглубь, вовлекая в пластическое деформирование все большие объемы грунта (рис. 2.3, *в*). Кривизна линии *ВВ* еще более возрастает. Эту фазу называют *фазой развития значительных сдвигов и уплотнения грунта по сторонам от зон пластических деформаций*.

Дальнейшее нарастание нагрузки приводит к формированию под штампом уплотненного ядра *З*, которое, перемещаясь вместе со штампом, способствует расклиниванию грунта и развитию областей сдвига, что приводит к перемещению грунта в сторону наименьшего сопротивления — в стороны и вверх (рис. 2.3, *г*) по поверхности скольжения 2. Это вызывает резкую осадку штампа с выпором грунта из-под его подошвы в результате потери устойчивости грунта. На графике эта фаза соответствует линии *ВГ*, приближающейся к вертикальной линии, и называется *фазой выпора*.

Для фундаментов глубокого заложения характер деформирования под действием внешней нагрузки имеет несколько иной характер (рис. 2.4), так как выпору грунта из-под подошвы препятствуют вышележащие слои грунта. Поэтому частицы грунта, перемещаясь в стороны и вниз, уплотняют окружающий грунт и явной потери устойчивости грунтов не происходит. О потере устойчивости основания фундамента судят по значительному нарастанию осадки вследствие вдавливания фундамента вместе с уплотненным ядром в нижележащие слои грунта.

Для большинства грунтов структурная прочность невысока, поэтому при незначительном развитии зон пластических деформаций зависимость между осадкой штампа и средним давлением под подошвой фундамента на участке *ОБ* (см. рис. 2.2) обычно принимается линейной.

При последовательном нагружении и разгрузении штампа до значения внешней нагрузки, не влекущей за собой появления

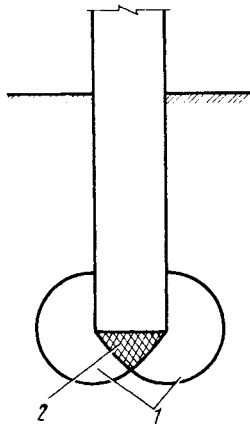


Рис. 2.4. Схема развития деформаций грунта для фундамента глубокого заложения:
1 — зоны пластических деформаций;
2 — упругое ядро

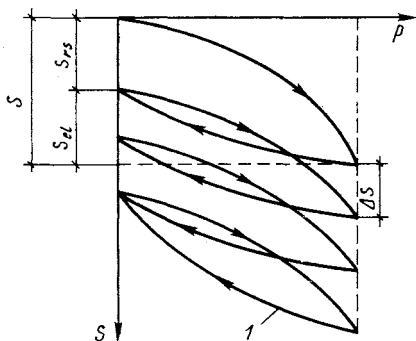


Рис. 2.5. Зависимость осадки от давления при циклическом нагружении

значительных зон пластических деформаций, кривые нагрузки и разгрузки не совпадают, причем вторичное нагружение увеличивает осадку на Δs (рис. 2.5). Полная осадка при однократном цикле нагружение — разгрузка будет складываться из двух составляющих: упруговосстанавливающей s_{el} и остаточной s_{rs} . Многократное повторение циклов нагружения — разгрузка вызывает постепенное накопление остаточных деформаций, а восстанавливающаяся деформация стремится к упругой и при динамических воздействиях приводит к образованию замкнутой петли гистерезиса 1.

2.2. Условия применимости решений теории упругости к грунтам

При проектировании оснований массивов грунта рассматривают как пространственную систему, находящуюся в сложном напряженно-деформированном состоянии. Напряжения и деформации в различных точках основания зависят от размеров фундаментов, свойств грунтов и интенсивности нагрузок.

Работа оснований рассматривается с позиций решений теории упругости и пластичности применительно к плоской или пространственной задаче в зависимости от принятой расчетной схемы.

Экспериментальные исследования работы грунтов оснований под действием внешней нагрузки показали, что в большинстве случаев они не являются идеально упругими телами, так как остаточные деформации значительно больше упругих. Эти же наблюдения показали, что грунтам свойственна нелинейная зависимость между напряжениями и деформациями.

Песчаным грунтам в меньшей степени свойственна эта нелинейность, пылевато-глинистым — в большей.

Анализ внутренней структуры грунтов показал, что они не являются сплошными телами, а имеют зернистое строение и состоят из мелких частиц, поры между которыми заполнены газом и водой. Неоднородность грунтов в ряде случаев обуславливает их *анизотропию* — различие свойств по разным направлениям.

Теория упругости рассматривает только сплошные тела, имеющие строго линейную зависимость между напряжениями и деформациями. В связи с этим возникает вопрос, в какой мере решения теории упругости применимы для расчетов оснований и фундамен-

тов и каковы границы этой применимости. Очевидно, что использовать решения теории упругости при расчетах оснований можно только при условии принятия некоторых упрощающих допущений о работе грунтов оснований. Зернистое строение грунта обуславливает увеличение напряжений в зонах контакта частиц грунта по сравнению со средней интенсивностью напряжений, возникающих в его массиве.

Теория упругости позволяет определять только среднюю интенсивность напряжения в сплошном теле, а грунты оснований можно лишь условно считать сплошными телами.

Как уже указывалось выше, грунтам оснований свойственна нелинейная зависимость между действующим давлением и осадкой, однако при относительно небольших нагрузках в пределах двух фаз деформирования — упругих деформаций, уплотнения и локальных сдвигов — этой нелинейностью пренебрегают и считают грунт линейно деформируемым телом.

Поскольку осадки оснований нелинейны и складываются из упругих и остаточных, к грунтам неприменима гипотеза теории упругости — принцип независимости действия сил, гласящая, что при действии на тело группы сил результат их воздействия может быть найден простым суммированием результатов воздействий от каждой силы, полученных в отдельности. Для грунтов оснований при нелинейном деформировании нельзя суммировать перемещения и деформации, если нагружение осуществляется не одновременно, а с некоторыми временными разрывами, т. е. не синхронно. Необходимо учитывать также и влияние предшествующего нагружения, так как нагрузка, приложенная к грунту и снятая впоследствии, дает остаточную осадку, которая должна быть учтена расчетом. Следовательно, для грунтов оснований существенным является не только интенсивность внешних нагрузок, но и синхронность, режим и предыстория нагружения.

Подавляющее большинство оснований как при возведении зданий, так и при их эксплуатации испытывает однократное (одноразовое) нагружение без последующей нагрузки, а если она все же имеет место, то ее значение крайне незначительно, что позволяет применять для расчета оснований и фундаментов решения теории упругости.

Таким образом, в инженерных расчетах *грунты оснований считают сплошными, изотропными линейно деформируемыми телами, испытывающими однократное нагружение.*

Несмотря на некоторую условность принятых допущений, практика устройства оснований и возведения фундаментов свидетельствует, что эти гипотезы наряду с использованием теории предельных состояний, современных решений в области инженерной геологии, механики грунтов и строительных конструкций позволяют выполнять необходимые расчеты и успешно решать комплексную задачу проектирования оснований и фундаментов.

2.3. Определение напряжений в грунтах оснований от действия внешних нагрузок

Напряжения в массиве грунта, находящегося под действием внешней нагрузки, определяют с помощью решений теории упругости.

Для оценки несущей способности и деформирования оснований необходимо уметь определять напряжения, возникающие в различ-

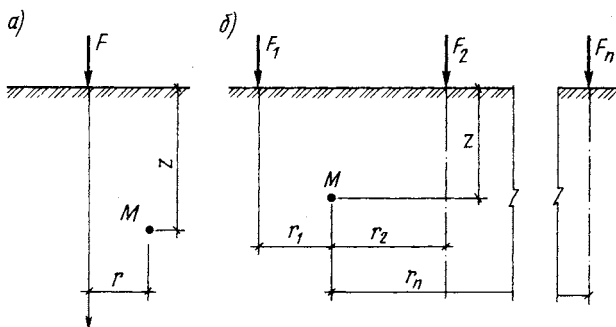


Рис. 2.6. Схема к определению напряжений от сосредоточенных сил

ных точках массива грунта, от внешних нагрузок. В этой связи наиболее важными являются вертикальные напряжения, возникающие в основаниях.

При действии вертикальной силы, приложенной к границе грунтового основания (рис. 2.6, а), вертикальные напряжения в точке M определяют из выражения

$$\sigma_{zp} = kF/z^2, \quad (2.1)$$

где $k = (3/2)\pi [1 + (r/z)^2]^{5/2}$ — безразмерный коэффициент, зависящий от соотношения r/z ; F — вертикальная сила; z и r — соответственно вертикальная и горизонтальная координаты точки M .

При действии нескольких сосредоточенных сил (рис. 2.6, б) напряжения определяют на основе принципа независимости действия сил:

$$\sigma_{zp} = \sum_{i=1}^n k_i F_i / z^2. \quad (2.2)$$

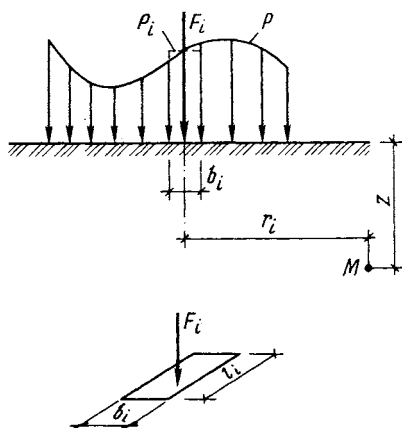


Рис. 2.7. Схема к определению напряжений от произвольной распределенной нагрузки

Если к поверхности основания приложена распределенная по некоторой площади внешняя нагрузка, закон изменения которой произволен (рис. 2.7), то напряжения в точке M определяют следующим образом. Загруженную площадь разбивают на определенное количество элементарных участков квадратного или прямоугольного очертания, в пределах которых распределенную нагрузку заменяют сосредоточенной силой

$$F_i = p_i b_i l_i \quad (2.3)$$

Точность расчета, выполняемого с помощью данного метода, зависит от размеров элементарных участков и возрастает при увеличении их числа и удалении от точек приложения элементарных сил.

Напряжения, возникающие в грунтах в точках, находящихся на вертикали, проходящей под центром равномерной нагрузки, распределенной по прямоугольной площади (рис. 2.8, а), определяют из выражения

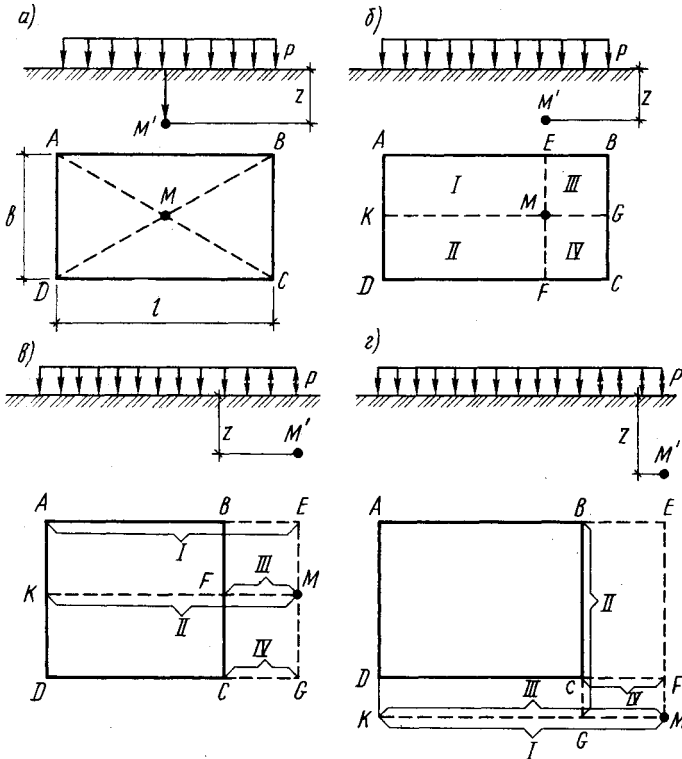


Рис. 2.8. Схема к определению напряжений от распределенной нагрузки в точке M при различном ее расположении

$$\sigma_{zp} = \alpha p, \quad (2.4)$$

где α — коэффициент рассеивания напряжений, принимаемый в соответствии с данными табл. 2.1 в зависимости от соотношений $\zeta = 2z/b$ и $\eta = l/b$ (b и l — соответственно ширина и длина площади загрузки, z — вертикальная координата точки, где определяются напряжения); p — давление, приложенное к верхней плоскости основания.

Для площади загрузки, представляющей собой правильный многогранник площадью A , значения α можно определить, как для круглой площади загрузки радиусом $r = \sqrt{A/b}$. При промежуточных значениях ζ и η коэффициент α находят линейной интерполяцией.

Таблица 2.1. Значения коэффициента α

$\zeta = \frac{2z}{b}$	Значения α для фундаментов								
	круглых	прямоугольных с отношением сторон $\eta = l/b$						ленточных при $\eta \geq 10$	
		1	1,4	1,8	2	2,4	3,2		5
0,0	1,009	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
0,4	0,949	0,960	0,972	0,975	0,976	0,976	0,977	0,977	0,977
0,8	0,756	0,800	0,848	0,966	0,870	0,876	0,879	0,881	0,881
1,2	0,547	0,606	0,682	0,717	0,727	0,740	0,749	0,754	0,755
1,6	0,390	0,449	0,532	0,578	0,593	0,612	0,630	0,639	0,642
2,0	0,285	0,336	0,414	0,463	0,481	0,505	0,529	0,545	0,550
2,4	0,214	0,257	0,325	0,374	0,392	0,419	0,449	0,470	0,477
2,8	0,165	0,201	0,260	0,304	0,321	0,350	0,383	0,410	0,420
3,2	0,130	0,160	0,210	0,251	0,267	0,294	0,329	0,360	0,374
3,6	0,106	0,130	0,173	0,209	0,224	0,250	0,285	0,320	0,337
4,0	0,087	0,108	0,145	0,176	0,190	0,214	0,248	0,285	0,306
4,4	0,073	0,091	0,122	0,150	0,163	0,185	0,218	0,256	0,280
4,8	0,062	0,077	0,105	0,130	0,141	0,161	0,192	0,230	0,258
5,2	0,053	0,066	0,091	0,112	0,123	0,141	0,170	0,203	0,239
5,6	0,046	0,058	0,079	0,099	0,108	0,124	0,152	0,189	0,223
6,0	0,040	0,051	0,070	0,087	0,095	0,110	0,136	0,172	0,208
6,8	0,032	0,040	0,055	0,069	0,076	0,088	0,110	0,144	0,184
7,6	0,024	0,032	0,044	0,056	0,062	0,072	0,091	0,123	0,166
8,4	0,021	0,026	0,037	0,046	0,051	0,060	0,077	0,105	0,150
9,2	0,018	0,022	0,031	0,039	0,043	0,051	0,065	0,091	0,137
10	0,015	0,019	0,026	0,033	0,037	0,044	0,056	0,079	0,126
12	0,009	0,015	0,020	0,026	0,028	0,034	0,044	0,060	0,106

По данным табл. 2.1 можно определить напряжения и в точках, находящихся на вертикали, проходящей под угловыми точками прямоугольной площадки загрузки (точка B на рис. 2.8, a), при этом $\zeta = z/b$. Напряжения под угловыми точками находят по формуле

$$\sigma_{zpc} = 0,25\alpha p. \quad (2.5)$$

Возможность находить напряжения в угловых точках позволяет определить напряжения в любой точке грунтового основания мето-

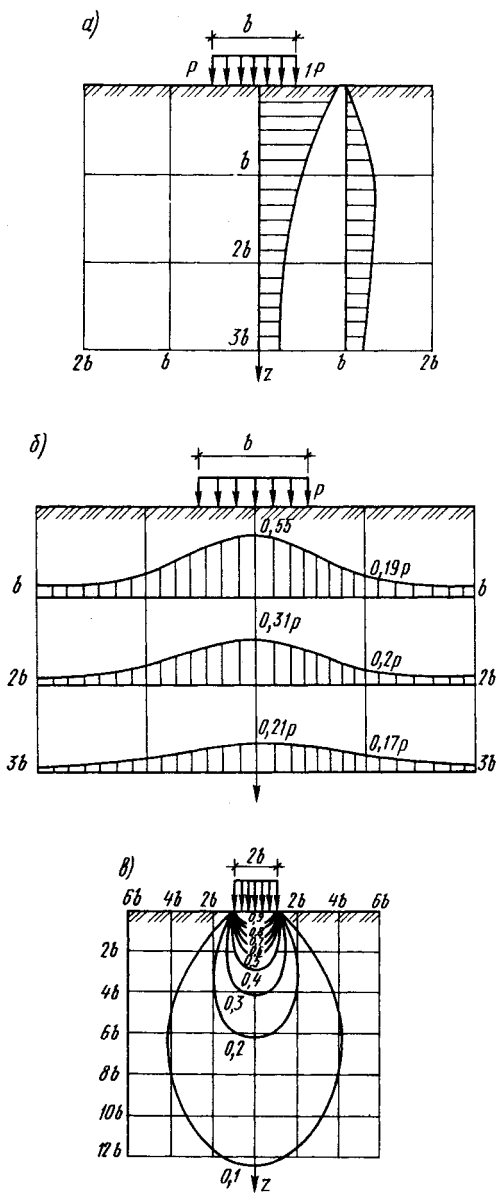


Рис. 2.9. Эшоры распределения напряжений в толще грунта от полосовой нагрузки

дом угловых точек. Если точка, в которой требуется определить напряжение, находится в пределах площади загрузки (точка M на рис. 2.8, б), то площадь загрузки разбивают на четыре прямоугольника: $AEMK$, $EBGM$, $KMFD$ и $MGCF$. Для каждого прямоугольника точка M будет угловой, тогда напряжения можно найти суммированием от четырех площадей загрузки I, II, III и IV:

$$\sigma_{zp} = \sigma_{zpI} + \sigma_{zpII} + \sigma_{zpIII} + \sigma_{zpIV} = 0,25p(\alpha_I + \alpha_{II} + \alpha_{III} + \alpha_{IV}). \quad (2.6)$$

Если же точка M находится вне пределов загруженной площади $ABCD$ (рис. 2.8, в), тогда ее считают угловой для четырех фиктивных площадей загрузки: $AEMK$, $KMGD$, $BEMF$ и $FMGC$. При этом в пределах I и II зон загрузки направление нагрузки совпадает с направлением заданной, а в пределах III и IV зон принимается обратным исходному и напряжения определяют как

$$\sigma_{zp} = \sigma_{zpI} + \sigma_{zpII} - \sigma_{zpIII} - \sigma_{zpIV} = 0,25p(\alpha_I + \alpha_{II} - \alpha_{III} - \alpha_{IV}). \quad (2.7)$$

В случае расположения точки M' вне пределов площади загрузки $ABCD$, как это показано на рис. 2.8, г, эту точку принимают за угловую для следующих фиктивных площадей загрузки: $AEMK$, $BEMG$, $DFMK$ и $CFMG$. Напряжение находят из выражения

$$\sigma_{zp} = \sigma_{zpI} - \sigma_{zpII} - \sigma_{zpIII} + \sigma_{zpIV} = 0,25p(\alpha_I - \alpha_{II} - \alpha_{III} + \alpha_{IV}). \quad (2.8)$$

Изменение напряжений в толще основания обычно изображают с помощью эпюр. На рис. 2.9, а показано распределение вертикальных напряжений в массиве грунта от действия полосовой нагрузки, приложенной к границе основания (плоская задача теории упругости). Вертикальные напряжения убывают с глубиной, причем интенсивность уменьшения больше в ближайшей зоне, примыкающей

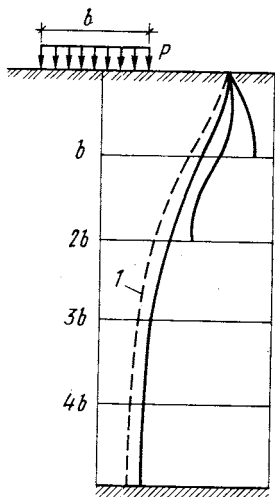
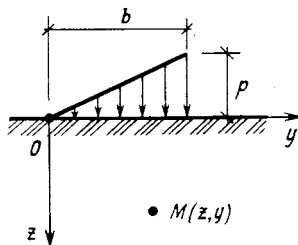


Рис. 2.10. Эпюры распределения вертикальных напряжений по оси симметрии нагрузки при различной глубине расположения жесткого скального грунта:

1 — кривая распределения напряжений в однородном грунте

Рис. 2.11. Схема к определению напряжений от нагрузки, распределенной по закону треугольника



к границе загруженного основания. Распределение вертикальных напряжений по горизонтальным плоскостям показано на рис. 2.9, б, они убывают в горизонтальном направлении.

Часто об интенсивности напряженного состояния грунтов судят по линиям равных вертикальных напряжений (изобарам), показанных на рис. 2.9, в.

Приведенные выше формулы для определения напряжений справедливы не только для однородных оснований. Они могут быть использованы и для слоистых оснований при условии, что свойства отдельных пластов грунта незначительно отличаются друг от друга.

Для слоистых оснований, свойства которых существенно различны, например основания, подстилаемого скальными грунтами, распределение напряжений будет иным из-за концентрации напряжений, которую необходимо учитывать в расчетах (рис. 2.10).

Для нагрузок, распределенных по поверхности основания по треугольному закону (рис. 2.11), вертикальные напряжения в толще основания определяют по формуле

$$\sigma_{zp} = k_z p, \quad (2.9)$$

где k_z — коэффициент, зависящий от соотношений $\zeta = z/b$ и $n = y/b$; p — максимальное значение треугольной нагрузки.

В основаниях кроме напряжений от внешней нагрузки, создаваемой фундаментами зданий и сооружений, в каждой точке действуют вертикальные напряжения и от собственного веса вышележащих слоев, которые можно найти из выражения

$$\sigma_{zg} = \sum_{i=1}^n \gamma_i h_i, \quad (2.10)$$

где n — количество слоев грунта; γ_i — удельный вес грунта i -го слоя; h_i — толщина пласта i -го слоя грунта.

Из формулы (2.10) следует, что для однородного основания эпюра напряжений от собственного веса имеет вид треугольника. Для слоистого основания эпюра примет вид ломаной линии вследствие различных значений удельного веса отдельных пластов грунта (рис. 2.12).

В водопроницаемых грунтах, залегающих ниже

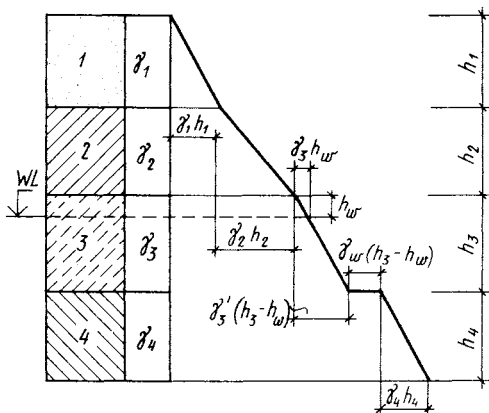


Рис. 2.12. Эпюры напряжений от собственного веса грунта в слоистом основании:

1, 2 — первые два слоя грунта; 3 — слой водопроницаемого грунта; 4 — слой водонепроницаемого грунта

отметки уровня подземных вод WL , при вычислении их удельного веса необходимо учитывать взвешивающее действие воды, определяемое согласно закону Архимеда.

В водонепроницаемых грунтах (глинах и суглинках в твердом или полутвердом состоянии), находящихся ниже уровня подземных вод, будет возникать дополнительное гидростатическое давление от столба воды, расположенного над данным слоем.

При проектировании взаимодействие между основаниями и фундаментами и их влияние друг на друга учитывают с помощью контактных давлений, возникающих в грунтах по подошве фундамента.

Выше были рассмотрены методы определения напряжений в массиве грунта от действия нагрузок, которые способны следовать за перемещениями грунта, формируя так называемую чашу оседания, поскольку напряжения под центром нагрузки больше, чем по краям (рис. 2.13, а).

Передача давления на грунт основания через подошву жесткого фундамента при центрально приложенной нагрузке вызовет равномерную осадку грунта. Равномерность осадки вызовет под подошвой фундамента неравномерное распределение давления. Имеется теоретическое решение задачи о распределении напряжений по подошве круглого абсолютно жесткого штампа:

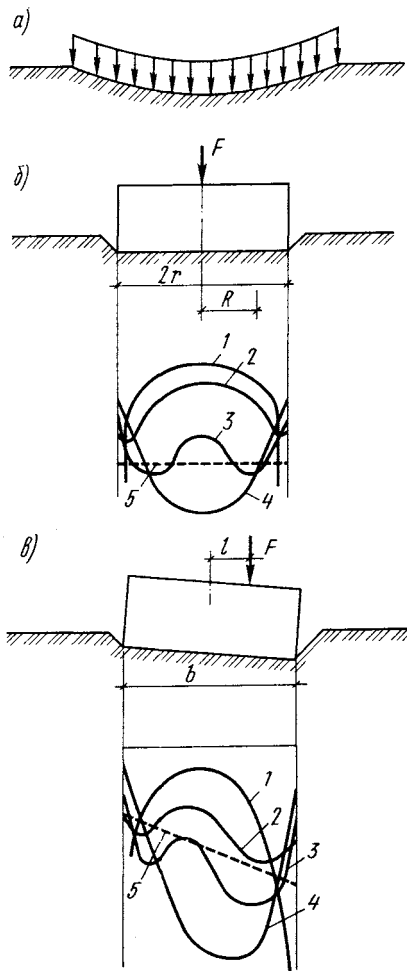


Рис. 2.13. Деформации поверхности грунта и эпюры контактных давлений

$$p = \frac{p_0}{2\sqrt{1 - R^2/r^2}}, \quad (2.11)$$

где p_0 — среднее давление по подошве штампа; R — расстояние от оси симметрии; r — радиус подошвы фундамента.

Из этой формулы следует, что под центром штампа давление будет иметь минимальное значение, а под краями — бесконечно

большое (кривая 1 на рис. 2.13, б), однако в реальных условиях грунты оснований не могут воспринимать бесконечно большие напряжения и их величина под краями штампа всегда имеет конечное значение (кривая 2).

При увеличении внешней нагрузки под краями штампа начинают развиваться зоны пластических деформаций, что вызывает перераспределение напряжений под подошвой с более нагруженных участков на менее нагруженные, и эпюра давлений приобретает седлообразное очертание (кривая 3). При дальнейшем возрастании нагрузки, приближающейся к предельному значению, эпюра давления становится колоколообразной (кривая 4). Очертание эпюры давления под подошвой фундамента зависит от внешней нагрузки и развития зон пластических деформаций в грунте. В практических расчетах давление под подошвой фундамента условно осредняют и считают равномерно распределенным (линия 5).

Характер распределения давления по подошве внецентренно нагруженного фундамента в зависимости от внешней нагрузки показан на рис. 2.13, в. При проектировании внецентренно нагруженных фундаментов давление по подошве считается распределенным по закону трапеции (линия 5).

Осреднение давления по подошве фундамента и принятие допущения о его линейном распределении оправданы для расчета оснований и подбора размеров фундаментов, имеющих относительно высокую жесткость, поскольку в данном случае для основания контактные давления являются местной нагрузкой и существенным для него окажется не характер распределения, а величина и направление равнодействующей давления. Последние факторы и окажут решающее влияние на величину и характер деформации основания.

Для расчета и проектирования гибких фундаментов, имеющих сравнительно небольшую жесткость, следует учитывать очертание эпюры контактных давлений, так как в данном случае осреднение давления приведет к большим погрешностям в расчетах.

2.4. Предельные давления и предельные деформации оснований

Для оценки прочности и устойчивости оснований фундаментов в настоящее время используют теорию предельного напряженного состояния. В основу этой теории положено понятие о предельном равновесии грунта.

Предельным равновесием основания называют такое напряженное состояние, при котором любое достаточно малое увеличение внешней нагрузки или малейшее уменьшение прочности грунта приведет к нарушению установившегося равновесия и вызовет потерю устойчивости грунта, сопровождающуюся выпором грунта из-под подошвы фундамента со значительным нарастанием осадки.

Теория предельного состояния рассматривает задачи устойчивости грунтов в основаниях фундаментов.

Обычно нарушение существующего равновесия сопровождается выпором грунта из-под фундаментов с их большой осадкой, сползанием масс грунта в откосах, значительным смещением конструкции, ограждающих массив грунта или заделанных в грунте.

Поскольку существенные смещения для подавляющего большинства сооружений недопустимы, весьма важно правильно оценивать максимально возможную нагрузку данного направления на массив грунта, при которой еще соблюдается его равновесие — не наступает потери устойчивости.

В теории предельного состояния грунтов рассматриваются задачи устойчивости грунтов в основании сооружений и в откосах, определения давления грунта на ограждающие конструкции (подпорные стенки, обделки тоннелей) и сопротивления грунтов перемещению различных анкеров и ограждающих конструкций.

Начало решению задач предельного равновесия грунтов было положено более двух столетий назад Ш. Кулоном. Около 30 — 40 лет назад советские ученые (В. В. Соколовский, С. С. Голушкевич, В. Г. Березанцев) 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 (1.14), а при сложном напряженном состоянии — формулой (1.18).

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 условиях интенсивного пространственного напряженного состояния учитывают нелинейность зависимости между напряжениями и деформациями грунтов и используют более сложные теории прочности с учетом всех компонентов напряжений, их концентрации и явления изменения объема при сдвиге. При потере устойчивости касательные октаэдрические напряжения являются прямой функцией нормальных октаэдрических напряжений.

В случае горизонтальной поверхности грунта, обладающего удельным весом γ , уравнения равновесия в дифференциальной форме при плоской задаче имеют вид

$$\frac{\partial \delta_z}{\partial z} + \frac{\partial \tau_{yz}}{\partial y} = \gamma; \quad \frac{\partial \sigma_y}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{yz}}{\partial z} = 0. \quad (2.12)$$

Присоединяя уравнение предельного равновесия (1.21), 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. Таким образом, можно решать различные задачи устойчивости массивов грунта.

Для осесимметричной пространственной задачи принимается, что меньшие главные напряжения равны между собой, т. е. $\sigma_2 = \sigma_3$. С учетом этого В. Г. Березанцевым получено решение дифференциальных уравнений предельного равновесия при осесимметричной загрузке грунтов основания.

В § 2.1 было рассмотрено деформирование оснований под действием возрастающей внешней нагрузки в пределах четырех фаз напряженного состояния грунта и замечено, что в пределах первых двух фаз — упругих деформаций, уплотнения и локальных сдвигов — зависимость между осадкой и действующим давлением считается линейной, а под краями штампа развиваются зоны пластических деформаций.

Условимся давление под подошвой фундамента считать равномерно распределенным и рассмотрим условие возникновения предельного равновесия в некоторых областях под полосовой равномерно распределенной нагрузкой (плоская задача). Пусть в пределах бесконечной полосы (фундамента) действует равномерно распределенная нагрузка интенсивностью p , по сторонам от которой приложена вертикальная пригрузка $\gamma_a d$, где γ_a — удельный вес грунта в пределах глубины заложения фундамента d . Оси координат направлены так, как показано на рис. 2.14.

Вертикальное нормальное напряжение от веса грунта в некоторой точке M будет равно $\sigma_{zg} = \gamma_a d + \gamma z$, тогда, допуская предположение о гидростатическом распределении давлений от собственного

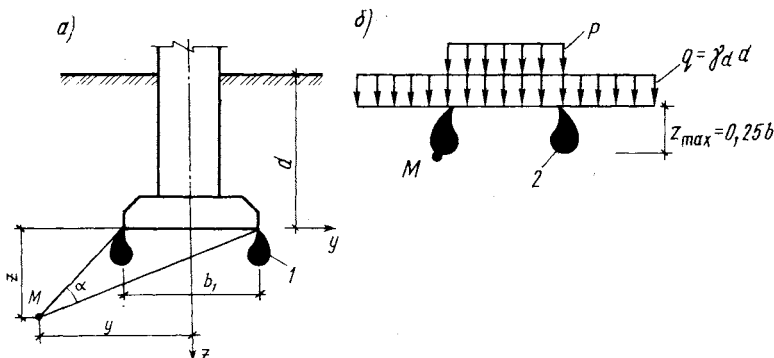


Рис. 2.14. Расчетная схема к определению критического давления на грунты основания:

a — схема фундамента; b — расчетная схема; 1 — начало развития зон предельного равновесия в грунтах основания; 2 — допустимое развитие зон

веса грунта, получим горизонтальное нормальное напряжение $\sigma_{\gamma g} = \sigma_{z g}$, эти же напряжения будут и главными напряжениями в точке M от действия собственного веса грунта, т. е.

$$\sigma_{1g} = \sigma_{2g} = \sigma_{3g} = \gamma_d d + \gamma z, \quad (2.13)$$

где γ_d — удельный вес грунта ниже подошвы фундамента.

Из решений теории упругости известно, что главные напряжения в точке M (рис. 2.14, a), расположенной на биссектрисе угла видимости α от действия равномерно распределенной нагрузки, равны соответственно

$$\sigma_1 = (p/\pi)(\alpha + \sin \alpha); \quad \sigma_3 = (p/\pi)(\alpha - \sin \alpha). \quad (2.14)$$

Рассмотрим условие возникновения предельного равновесия в точке M . Для этого составим выражения для главных напряжений согласно равенствам (2.13), (2.14):

$$\left. \begin{aligned} \sigma_1 &= (p - \gamma_d d)(\alpha + \sin \alpha)/\pi + \gamma_d d + \gamma z, \\ \sigma_3 &= (p - \gamma_d d)(\alpha - \sin \alpha)/\pi + \gamma_d d + \gamma z. \end{aligned} \right\} \quad (2.15)$$

Значения σ_1 и σ_3 подставим в выражение (1.19). При этом учтем, что давление связности грунта $p_c = c \cdot \operatorname{ctg} \varphi$. После преобразований из условия предельного равновесия (1.19) найдем координату z точки M (см. рис. 2.14, a):

$$z = \frac{p - \gamma_d d}{\pi \gamma} \left(\frac{\sin \alpha}{\sin \varphi} - \alpha \right) - \frac{c}{\gamma} \operatorname{ctg} \varphi - d. \quad (2.16)$$

Максимальную глубину зоны сдвигов (пластических деформаций) z_{\max} найдем, взяв производную z по α и приравняв ее нулю, т. е.

$$\frac{dz}{d\alpha} = \frac{p - \gamma_d d}{\pi \gamma} \left(\frac{\cos \alpha}{\sin \varphi} - 1 \right) = 0. \quad (2.17)$$

Это уравнение удовлетворяется, когда $\cos \alpha = \sin \varphi$. Из тригонометрии известно, что $\cos \alpha = \sin(\pi/2 - \alpha)$; следовательно, $\varphi = \pi/2 - \alpha$, откуда $\alpha = \pi/2 - \varphi$.

Подставим это значение α в выражение (2.16) и, решив его относительно p , получим значение давления, при котором на глубине z_{\max} возникает предельное напряженное состояние. Это будет критическое давление p для глубины z_{\max} , так как развивающиеся зоны предельного напряженного состояния достигают этой глубины с каждой стороны полосы загрузки:

$$p = \frac{\pi(\gamma z_{\max} + \gamma_d d + c \cdot \operatorname{ctg} \varphi)}{\operatorname{ctg} \varphi + \varphi - \pi/2} + \gamma_d d. \quad (2.18)$$

Выражение (2.18) позволяет найти критическое давление, при котором предельное равновесие возникает лишь в точках, расположенных под краями полосовой нагрузки, т. е. для случая $z_{\max} = 0$.

Исходя из этого получим выражение для начального предельного давления, вызывающего напряженное состояние грунта:

$$p_{cr1} = \frac{\pi(\gamma_d d + c \cdot \operatorname{ctg} \varphi)}{\operatorname{ctg} \varphi + \varphi - \pi/2} + \gamma_d d. \quad (2.19)$$

Однако в практических расчетах используют не критическое давление, а некоторую величину, превышающую его по абсолютному значению, поскольку опытными данными доказано, что развитие небольших по объему областей сдвига под краями фундаментов не нарушает линейной зависимости между напряжениями и деформациями.

Действующими Строительными нормами и правилами при расчете осадок допускается развитие зон сдвигов до глубины, не превышающей четверти ширины подошвы фундамента, т. е. при $z_{\max} = 0,25b$ (рис. 2.14, б). Подставляя это значение в формулу (2.18), получим значение критической нагрузки на грунт основания:

$$p_{cr2} = M_\gamma b_\gamma + M_q d \gamma_d + M_c c, \quad (2.20)$$

где

$$M_\gamma = \frac{0,25\pi}{\operatorname{ctg} \varphi + \varphi - \pi/2}; \quad M_q = \frac{\pi}{\operatorname{ctg} \varphi + \varphi - \pi/2} + 1;$$

$$M_c = \frac{\pi \operatorname{ctg} \varphi}{\operatorname{ctg} \varphi + \varphi - \pi/2}$$

— безразмерные коэффициенты.

Формулу (2.20) используют в практических расчетах для определения расчетного сопротивления грунта при условии введения специальных коэффициентов, называемых коэффициентами условий работы и надежности, которые позволяют учитывать конструктивные особенности фундаментов, специфику конструктивной схемы возводимых зданий и сооружений, а также различие физико-механических свойств грунтов оснований.

Нормы проектирования требуют ограничивать напряжения по подошве фундаментов расчетным сопротивлением грунта основания, так как это является условием применимости для грунтов модели линейно деформируемой среды, позволяющей получать достоверное значение осадки.

При проектировании фундаментов, расположенных на слабых грунтах, важно знать не только критическое давление на грунты оснований, соответствующее работе грунта в пределах первых двух фаз напряженного состояния, при относительно незначительных осадках, но и нагрузку, при которой произойдет потеря устойчивости грунта, сопровождающаяся выпором грунта из-под подошвы фундамента и значительным возрастанием осадки.

Предельное значение давления на грунт основания получено

в результате решения задачи об условиях предельного равновесия (рис. 2.15), предусматривающих образование областей предельного равновесия 2, зоны уплотнения 3 и поверхностей скольжения 4, по которым происходит перемещение грунта.

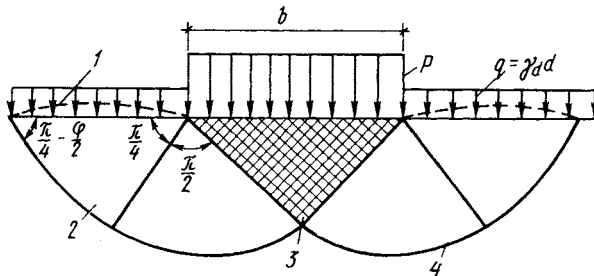


Рис. 2.15. Расчетная схема к определению предельного давления на грунты основания:
1 — поверхность грунта; 2 — область пластического течения грунта; 3 — зона уплотнения; 4 — поверхность скольжения

При центральном нагружении среднее предельное давление определяют по формуле

$$p = N_\gamma b \gamma + N_q d \gamma_d + N_c, \quad (2.21)$$

где N_γ , N_q и N_c — коэффициенты несущей способности, определяемые по табличным данным СНиПа. Если давление от внешней нагрузки превысит это значение, то произойдет потеря устойчивости основания.

Выражение (2.21) положено в основу при назначении силы предельного сопротивления оснований, предлагаемой действующими нормами с учетом коэффициентов условий работы и надежности. Предельно возможные давления на грунт оснований, как правило, сопровождаются ростом значительных осадок (исключения составляют только скальные основания), что с точки зрения эксплуатационной пригодности не может служить удовлетворительным условием функционирования зданий и сооружений, поэтому ограничению по предельному давлению предшествует введение ограничения по предельной осадке.

Предельно возможные деформации сооружений регламентированы нормами на основании обобщения и статистического анализа практического опыта эксплуатации различных зданий и сооружений.

Средние осадки, допускаемые для промышленных и гражданских зданий и сооружений, колеблются в пределах от 10 до 20 см. Большая деформация допускается для зданий, имеющих большую жесткость. Для зданий и сооружений, имеющих значительную жесткость (дымовые трубы, силосные корпуса и др.), предельно до-

пустимую осадку можно принимать в пределах 30...40 см. Помимо абсолютных вертикальных деформаций нормами ограничивается и крен зданий.

2.5. Расчет устойчивости откосов

При разработке котлованов, устройстве выемок и насыпей, планировке площадок с уступами, возведении сооружений на склонах и в некоторых других случаях возникает необходимость в оценке устойчивости грунтов в откосах. Устройство очень крутых откосов может вызвать нарушение его устойчивости и привести к авариям, пологие откосы значительно удорожают строительство, поэтому задачей проектировщика является отыскание оптимальной крутизны откоса.

Основные виды нарушения устойчивости откосов:

оползни вращения, когда массы грунта сползают по криволинейной поверхности скольжения (рис. 2.16, а);

оползни скольжения (прислоненный откос), когда массы грунта сползают по подстилающей породе (рис. 2.16, б);

оползни разжижения, когда в результате каких-либо воздействий происходит разжижение грунтов и разжиженные массы перемещаются как вязкая жидкость;

оползни медленного течения, когда грунт как очень вязкое тело постепенно сползает по склону, при этом поверхностные слои перемещаются быстрее нижерасположенных (рис. 2.16, в);

обвалы, когда перемещаются поверхностные слои грунтов, не обладающие сцеплением;

оползни обрушения, когда разрушается основание откоса (выдавливанием, суффозией и т. п.) и часть массива грунта откалывается, а иногда даже опрокидывается (рис. 2.16, г).

Потеря устойчивости откосов происходит в силу следующих причин:

устранение естественной опоры грунта в результате разработки траншей и котлованов;

увеличение внешней нагрузки на откос (складирование материалов, возведение сооружений);

устройство недопустимо крутых откосов;

увеличение веса и снижение сцепления и трения грунта при его увлажнении.

В ряде случаев нарушение устойчивости происходит в результате влияния нескольких причин.

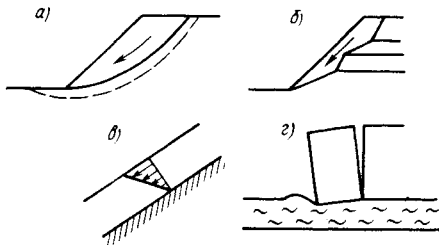


Рис. 2.16. Основные виды оползней

Обследования большинства оползней показали, что в однородных грунтах, обладающих трением и сцеплением, потеря устойчивости откосов происходит в результате смещения массива грунта по круглоцилиндрической поверхности скольжения.

Сущность этого метода заключается в следующем. Задаваясь углом вращения O откоса AB (рис. 2.17), по радиусу R проводят по-

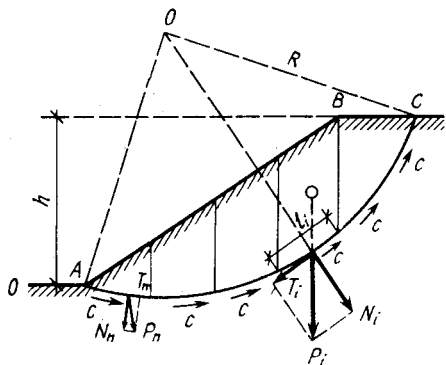


Рис. 2.17. Схема к расчету устойчивости откоса методом круглоцилиндрической поверхности скольжения

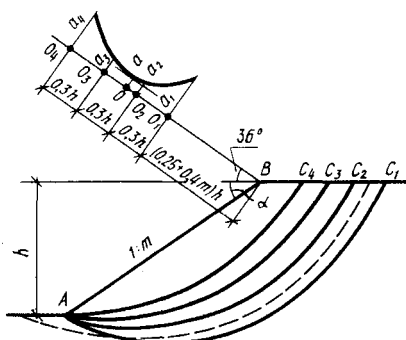


Рис. 2.18. Определение центра вращения наиболее опасной поверхности скольжения

верхность скольжения AC через точку A , затем призму обрушения ABC делят на n^* отсеков и суммируют вес каждого отсека с внешней нагрузкой (при наличии последней), прикладывая равнодействующую в точке, расположенной на поверхности скольжения. Эту силу P_i раскладывают на две составляющие: нормальную N_i к заданной поверхности и касательную T_i . Учитывается также и сцепление грунта по всей поверхности скольжения. Коэффициент надежности откоса в этом случае вычисляется как отношение момента удерживающих сил, к которым относятся силы трения, сцепления и касательная составляющая веса удерживающих отсеков к моменту сдвигающих сил (касательная составляющая веса сдвигающих отсеков). Если в этом отношении сократить радиус вращения, то получим

$$\gamma_n = \frac{M_{rt}}{M_s} = \left(\sum_{i=1}^n N_i f_i + \sum_{i=1}^n c_i l_i + \sum_{i=1}^n T_{irt} \right) / \sum_{i=1}^n T_{is}, \quad (2.22)$$

где $f_i = \operatorname{tg} \varphi_i$, c_i — соответственно коэффициент внутреннего трения и сцепление i -го участка; l_i — длина дуги скольжения на i -м участке; $N_i = T_i \cos \alpha$ — нормальная составляющая; $T_{irt} = P_i \sin \alpha$ — касатель-

*Количество отсеков выбирается в зависимости от требуемой точности расчета (при небольших откосах $n = 5 \dots 10$).

ная составляющая, действующая против движения призмы обрушения; T_i — то же, но направленная по ходу движения призмы.

В общем случае через точку A можно провести бесконечное множество поверхностей скольжения, поэтому на практике расчет осуществляют по специальной методике, для нескольких (минимум четырех) центров вращения O с определением минимального значения γ_n .

Сущность такого приема заключается в следующем.

Из верхней точки откоса B проводят наклонную линию под углом 36° к горизонту (рис. 2.18). На этой линии располагают точки O_1, O_2, O_3, O_4 на расстояниях, указанных на рис. 2.18, где $m = \text{ctg } \alpha$. Эти точки принимают в качестве центров вращения. Проводят следы круглоцилиндрических поверхностей скольжения AC_1, AC_2, AC_3, AC_4 и для каждой точки поверхности вычисляют значение коэффициента запаса устойчивости по формуле (2.22). Затем откладывают в некотором масштабе значения $a_1 = \gamma_1 - 1; a_2 = \gamma_2 - 1; a_3 = \gamma_3 - 1; a_4 = \gamma_4 - 1$ в виде отрезков, перпендикулярных линии BO_4 в соответствующих точках. Через концы этих отрезков строят плавную кривую. К этой кривой проводят касательную, параллельную линии BO_4 , и точку касания проецируют на линию BO_4 . Для полученной точки O делают пятое построение, аналогичное рис. 2.17, и по формуле (2.22) находят минимальное значение коэффициента запаса устойчивости, которое должно быть не менее 1,1...1,3 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. 2.18, с выпиранием грунтов основания откоса.

Устойчивость прислоненного откоса определяется, если можно наметить вероятный сдвиг масс грунта по ломаной поверхности скольжения (рис. 2.19). Оползающий массив грунта разбивают вер-

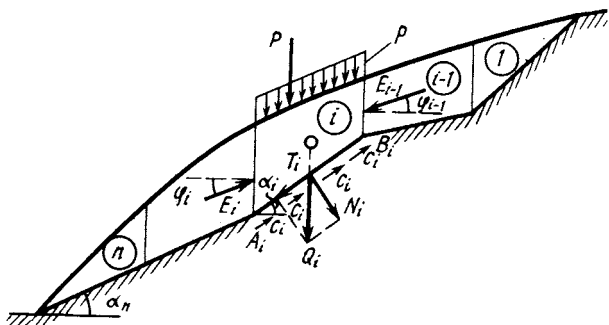


Рис. 2.19. Схема к расчету устойчивости прислоненного откоса

тикальными 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 грунта отсека, сумму которых Q_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 $A_i B_i$. Кроме того, учитывают сцепление грунта при сдвиге по этой плоскости. Дополнительно на отсек действуют неуравновешенное оползневое давление от вышележащих отсеков E_{i-1} и неизвестное оползневое давление на нижележащие отсеки E_i . Рассмотрение уравнений равновесия (сумм проекций всех сил на направление $A_i B_i$ и нормаль к этому направлению) позволяет найти значение оползневого давления E_i , передаваемого на следующий отсек. Расчет начинают с первого отсека, на который не давит сверху оползневое давление, т. е. для которого $E_{i-1} = 0$. Переходя от отсека к отсеку, достигают последнего отсека, который должен быть устойчивым при $E_n \leq 0$, т. е. сила E_n должна иметь противоположное (отрицательное) направление.

Чтобы откос имел определенный запас устойчивости, сдвигающие силы от собственного веса и внешних нагрузок увеличивают на коэффициент запаса устойчивости γ_n .

При расчете устойчивости по круглоцилиндрическим поверхностям и прислоненных откосов можно учитывать слоистость и даже линзообразность залегания отдельных грунтов, фильтрационное давление потока грунтовых вод и сейсмические воздействия.

2.6. Методы борьбы с оползнями

Вопрос о принятии мер по увеличению устойчивости откосов обычно возникает при нарушении или возможности нарушения их устойчивости по причинам, указанным выше. Причиной сползания естественных склонов часто является ранее происшедший оползень, поскольку он может существенно изменить их гидрогеологические условия, вызывая обводнение склонов.

До проведения каких-либо мероприятий 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 давления. 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 в 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, заделываемые в прочном нижележащем подвижном грунте, или устраивают подпорные стенки, шпунтовые ограждения и другие оградительные сооружения.

2.7. Проектирование подпорных стенок

Если устойчивость откоса требуемой крутизны обеспечить не удастся, а сделать его более пологим нельзя, то для удержания грунта приходится устраивать подпорные стены.

Подпорные стены по конструктивному решению подразделяют на массивные и тонкостенные. Типы массивных стен показаны на рис. 2.20. Тонкостенные подпорные стены угольного профиля показаны на рис. 2.21.

Массивные и тонкостенные подпорные стены можно устраивать с наклонной подошвой или дополнительной анкерной плитой (рис. 2.22). Гибкие подпорные стены выполняют из деревянного, металлического или железобетонного шпунта специального профиля. При значительной высоте используют анкеровку (рис. 2.23), иногда анкеры устанавливают в несколько рядов; поддерживая грунт, они испытывают его давление, которое принято называть *активным давлением*. Активное давление, воздействуя на подпорную стену, вызывает ее смещение, что приводит к возникновению сопротивления грунта (плоскость $A'B'$). Это сопротивление называют *пассивным давлением* (рис. 2.24, а).

Рассмотрим условие предельного равновесия элементарной призмы, вырезанной из возможной зоны обрушения вблизи задней грани подпорной стены (рис. 2.24, а). На горизонтальную и вертикальную площадки этой призмы при трении о стену, равном нулю, будут действовать главные напряжения σ_1 (большее) и σ_3 (меньшее). При небольших горизонтальных смещениях возникает предельное равновесие рассматриваемой призмы. Соотношение между σ_3 и σ_1 будет обусловлено уравнением (1.18), которое с помощью тригонометрических преобразований можно привести к виду

$$\sigma_3 = \sigma_1 \operatorname{tg}^2(45^\circ - \varphi/2). \quad (2.23)$$

Однако на глубине z давление будет $\sigma_1 = \gamma z$. Тогда

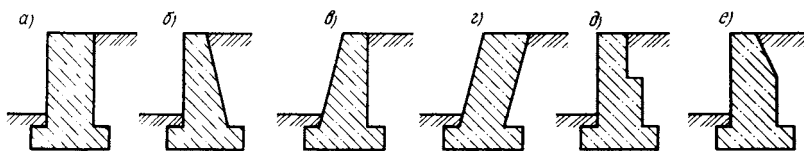


Рис. 2.20. Массивные подпорные стены:

a — с двумя вертикальными гранями; *b* — с наклонной тыльной гранью; *c* — с наклонной лицевой гранью; *d* — с обеими наклонными гранями; *e* — со ступенчатой тыльной гранью; *f* — с ломаной тыльной гранью

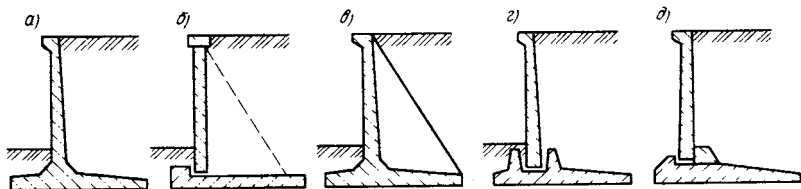


Рис. 2.21. Тонкостенные подпорные стены углового типа и их сопряжение:

a — консольные; *b* — с анкерными тягами; *c* — контрфорсные; *d* — сопряжение с помощью щелевого паза; *e* — то же, петлевого стыка

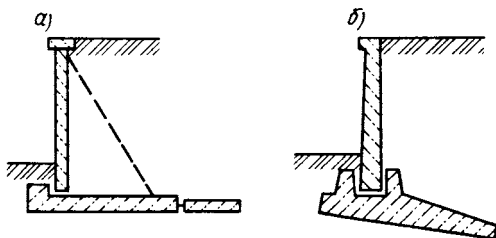


Рис. 2.22. Сборные подпорные стены:

a — с анкерной плитой; *b* — с наклонной подошвой

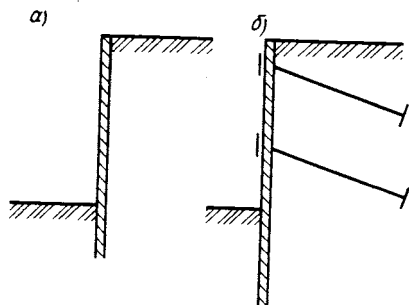


Рис. 2.23. Гибкие подпорные стены:

a — консольная; *b* — с анкерами

$$\sigma_3 = \sigma_a = \gamma z \operatorname{tg}^2(45^\circ - \varphi/2), \quad (2.24)$$

где γ — удельный вес грунта; z — глубина, где определяется давление; φ — угол внутреннего трения.

Максимальное активное давление

$$\sigma_{\max} = \gamma H \operatorname{tg}^2(45^\circ - \varphi/2). \quad (2.25)$$

Равнодействующая активного давления приложена на высоте, равной $2H/3$ от верхней границы подпорной стенки:

$$E_a = (\gamma H^2/2) \operatorname{tg}^2(45^\circ - \varphi/2). \quad (2.26)$$

Пассивное давление в этом случае будет

$$\sigma_p = \gamma z \operatorname{tg}^2(45^\circ + \varphi/2). \quad (2.27)$$

Значение его равнодействующей

$$E_p = (\gamma d^2/2) \operatorname{tg}^2(45^\circ + \varphi/2). \quad (2.28)$$

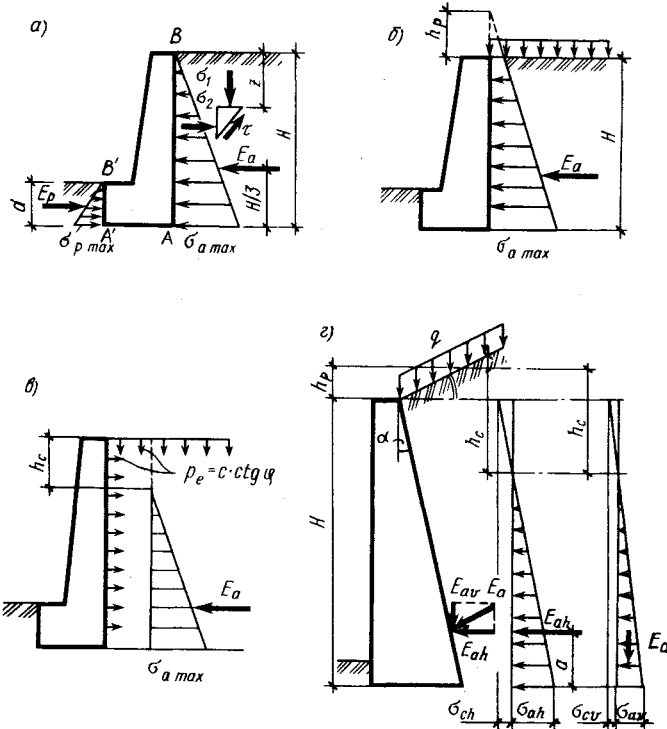


Рис. 2.24. Схемы для определения давления грунта на подпорную стенку:

а — идеально сыпучего, б — то же, с учетом равномерно распределенной нагрузки; в — обладающего сцеплением; г — с наклонной гранью

В случае действия равномерно распределенной нагрузки, приложенной к поверхности грунта, она условно заменяется эквивалентным слоем грунта $h = q/\gamma$ (рис. 2.24, б). Тогда активное давление вычисляют по формуле

$$\sigma_{\max} = \gamma(H + h) \operatorname{tg}^2(45^\circ - \varphi/2). \quad (2.29)$$

Равнодействующая активного давления, приложенная в центре тяжести эпюры σ_a ,

$$E_a = (\gamma/2)(H^2 + 2Hh) \operatorname{tg}^2(45^\circ - \varphi/2). \quad (2.30)$$

Для связного грунта активное давление грунта на гладкую подпорную стенку определяют по формуле (рис. 2.24, в)

$$\sigma_a = \gamma z \operatorname{tg}^2(45^\circ - \varphi/2) - 2c \cdot \operatorname{tg}(45^\circ - \varphi/2), \quad (2.31)$$

где c — удельное сцепление грунта.

В более сложных случаях, т. е. при наличии трения грунта по подпорной стенке, наклонные грани подпорной стенки и поверхности засыпки (рис. 2.24, г), горизонтальную и вертикальную составляющие активного давления на глубине z определяют по формулам

$$\sigma_{ah} = (\gamma z + q)\lambda_a - \sigma_{ch}; \quad (2.32)$$

$$\sigma_{av} = \sigma_{ah} \operatorname{tg}(\alpha + \delta), \quad (2.33)$$

где σ_{ch} — давление связности:

$$\sigma_{ch} = ck; \quad (2.34)$$

λ_a — коэффициент активного давления грунта:

$$\lambda_a = \frac{\cos(\varphi - \alpha)}{\cos \alpha \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \sigma) \sin(\varphi - \rho)}{\cos(\alpha + \delta) \cos(\alpha - \rho)}} \right)}, \quad (2.35)$$

здесь α — угол наклона грани стены к вертикали, принимаемый со знаком «+» при отклонении от вертикали в сторону стены; δ — угол трения грунта о стену, принимаемый равным φ для стен с повышенной шероховатостью, для мелкозернистых водонасыщенных песков и при наличии на поверхности вибрационных нагрузок $\delta = 0$, в остальных случаях $\delta = 0,5\varphi$; ρ — угол наклона поверхности грунта к горизонту, принимаемый со знаком «+» при отклонении этой поверхности вверх (при этом $|\rho| \leq \varphi$);

k — коэффициент

$$k = \frac{1}{\operatorname{tg} \varphi} \left[\frac{\cos(\alpha + \delta)}{\cos \alpha \cdot \cos \delta} - \lambda_a \frac{\cos \alpha \cdot \cos \rho}{\cos(\alpha - \rho)} \right], \quad (2.36)$$

если $k < 0$, то принимается $k = 0$.

Равнодействующую горизонтальной и вертикальной составляющей активного давления грунта определяют по формулам

$$E_{ah} = \sigma_{ah}(H + h - h_c)/2; \quad (2.37)$$

$$E_{av} = \sigma_{av}(H + h - h_c)/2; \quad (2.38)$$

где

$$h = q/\gamma; \quad h_c = \sigma_{ch}H/\sigma_{ah}. \quad (2.39)$$

Точка приложения равнодействующей находится в центре тяжести треугольной эпюры активного давления $z = 2(H + h - h_c)/3$, при трапецевидной эпюре $z = (H/3)(2q\lambda_a + \sigma_{ah})/(q\lambda_a + \sigma_{ah})$.

2.8. Общие сведения о реологии и нелинейности деформирования грунтов

Как уже отмечалось выше, грунтам оснований свойственны реологические процессы, проявляющие себя через ползучесть скелета грунта и консолидацию. Ползучесть скелета грунтов объясняется перегруппировкой структурных агрегатов и грунтовых частиц, выражающейся в постепенном разрушении сначала менее прочных, а затем более прочных структурных связей, возникновением новых связей коллоидной и молекулярно-контактной природы, проявляющихся вследствие сближения частиц грунта в процессе деформирования в зонах с большими напряжениями; консолидация сопровождается вытеснением воды и воздуха из пор в менее напряженные области или на поверхность грунтового массива.

Рассматривая деформирование образцов грунта при сдвиге под действием внешней нагрузки различной интенсивности в течение определенного промежутка времени, можно, построив соответствующие графики, получить семейство кривых ползучести (рис. 2.25).

Анализируя эти графики, можно выделить два типа деформаций: мгновенные γ_{gr} и развивающиеся во времени, или деформации ползучести γ_{cl} .

Характер деформаций ползучести зависит от внешней нагрузки. При нагрузке, не превышающей предела длительной прочности, происходит постепенное уменьшение интенсивности нарастания деформаций ползучести и этот этап деформирования называют *стадией затухающей ползучести* (кривая 1 на рис. 2.25). На этой стадии процесс разрушения ранее существовавших структурных связей компенсируется образованием еще

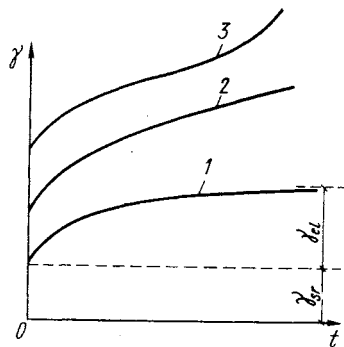


Рис. 2.25. Деформации грунта во времени при различных стадиях ползучести

большого числа новых связей, вследствие чего и происходит затухающие деформаций.

При нагружении образца внешней нагрузкой, вызывающей появление напряжений, незначительно превышающих предел длительной прочности, процесс деформирования протекает иначе, а именно: деформации ползучести растут во времени с постоянной скоростью и этот этап деформирования называют *стадией установившейся ползучести* (кривая 2). На этой стадии деформирования устанавливается равновесие между количеством разрушающихся связей, сопровождающееся потерей прочности и образованием новых связей. Это и вызывает постоянный рост деформаций ползучести.

Если внешняя нагрузка вызывает появление напряжений, существенно превышающих предел длительной прочности, то процесс деформирования переходит в *стадию прогрессирующего течения*, при которой наблюдается увеличение скорости роста деформаций ползучести (кривая 3). Эта стадия сопровождается интенсивным разрушением существовавших связей, а образующееся количество новых водно-коллоидных и молекулярно-контактных связей незначительно, вследствие чего эта стадия ползучести всегда заканчивается разрушением.

В целях исключения появления значительных незатухающих осадков и разрушения оснований в грунтах допускается только первая стадия деформирования — стадия затухающей ползучести. Для математического описания закона деформирования скелета грунта в стадии затухающей ползучести используют теорию наследственной ползучести. Зависимость между деформациями и напряжениями при непрерывном одноосном уплотнении переменным давлением принимают в виде

$$\varepsilon(t) = \frac{1}{E_0} \left[\sigma(t) - \int_0^t \sigma(t_0) K(t, t_0) dt_0 \right], \quad (2.40)$$

где $\sigma(t)$ и $\sigma(t_0)$ — напряжения, развивающиеся к моменту времени t и t_0 ; t — текущая координата времени; t_0 — время, соответствующее моменту приложения нагрузки, вызывающей напряжение $\sigma(t_0)$, действующее в течение отрезка времени dt_0 ; $K(t, t_0)$ — ядро ползучести, параметры которого определяют из опытных данных.

Использование зависимости (2.40) в расчетах оснований позволяет учитывать режимы загрузки, т. е. изменение внешней нагрузки в процессе эксплуатации зданий, а также предысторию загрузки или влияние предшествующих загрузок.

Однако применение выражения (2.40) имеет существенное ограничение, так как положенная в его основу линейная зависимость между деформациями и напряжениями позволяет рассчитывать основания, работающие только в пределах первых двух фаз напряженного состояния.

Возможность построения расчетных методов для грунтов оснований, деформирующихся в пределах третьей и четвертой фаз напряженного состояния, даст нелинейная теория упругости.

При нелинейном деформировании в условиях объемного напряженного состояния при простом нагружении устанавливается нелинейная зависимость между интенсивностью напряжений

$$\sigma_i = \frac{1}{\sqrt{2}} \sqrt{(\sigma_x - \sigma_y)^2 + (\sigma_y - \sigma_z)^2 + (\sigma_z - \sigma_x)^2 + 6(\tau_{xy}^2 + \tau_{yz}^2 + \tau_{zx}^2)}$$

и интенсивностью относительных деформаций

$$\varepsilon_i = \frac{\sqrt{2}}{3} \sqrt{(\varepsilon_x - \varepsilon_y)^2 + (\varepsilon_y - \varepsilon_z)^2 + (\varepsilon_z - \varepsilon_x)^2 + \frac{3}{2}(\gamma_{xy}^2 + \gamma_{yz}^2 + \gamma_{zx}^2)}$$

в следующем виде (рис. 2.26):

$$\sigma_i = E' \varepsilon_i, \quad (2.41)$$

где $E' = \operatorname{tg} \alpha$ — секущий модуль упругости (рис. 2.26).

Секущий модуль упругости, как это следует из зависимости, показанной на рис. 2.26, является величиной переменной и зависит от интенсивности относительных деформаций ε_i , $E' = f(\varepsilon_i)$. Тогда выражение (2.41) можно записать в виде

$$\sigma_i = f(\varepsilon_i) \varepsilon_i. \quad (2.42)$$

Применение зависимости (2.42) к расчетам оснований позволяет учитывать нелинейность деформирования, т. е. рассчитывать их в условиях деформирования в пределах третьей и четвертой фаз.

Решения нелинейной теории упругости позволяют более рационально проектировать фундаменты тяжелых сооружений, испытывающих большие нагрузки (дамбы, плотины и др.), и фундаменты обычных зданий, расположенных на малосжимаемых грунтах (плотные пески, глины, суглинки в твердом и полутвердом состоянии). Нелинейную теорию упругости применяют для расчета оснований, которые способны при больших нагрузках испытывать незначительные деформации, однако она не позволяет учитывать режим нагружения и предысторию деформирования.

Необходимо отметить, что использование теории ползучести и нелинейной теории упругости при проектировании оснований фундаментов приводит к очень сложным математическим зависимостям: в первом случае — к линейным интегродифференциальным уравнениям, во втором — к нелинейным дифференциальным

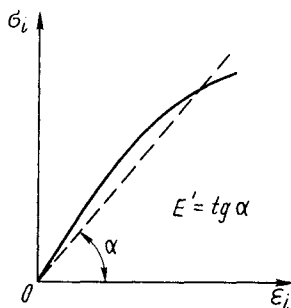


Рис. 2.26. Зависимость между интенсивностями напряжений и деформаций при объемном напряженном состоянии

уравнениям, аналитическое решение которых в общем случае невозможно. Однако применение численных методов (конечных разностей и конечного элемента) с использованием ЭВМ позволит получить инженерно приемлемые результаты.

Линейной теории ползучести и линейной теории упругости присущи ограничения и недостатки, о которых упоминалось выше, поэтому в последнее время делаются попытки создания общей теории деформирования оснований на основе теории нелинейно деформируемого упругоползучего тела, представляющей собой синтез двух упомянутых теорий. Математическая зависимость между напряжением и деформациями имеет вид

$$\varepsilon(t) = \frac{\sigma(t)}{E_0(t)} S_m(\sigma) - \int_{t_0}^t \sigma(\tau) S_p(\sigma) \frac{\partial C}{\partial \tau} d\tau, \quad (2.43)$$

где $S_m(\sigma)$ и $S_p(\sigma)$ — соответственно функции нелинейности упруго-мгновенных деформаций и деформаций ползучести.

Использование уравнения (2.43) для практических расчетов приводит к нелинейным интегродифференциальным уравнениям, решение которых возможно только с помощью современных ЭВМ.

2.9. Представления о перспективных методах расчета оснований фундаментов с учетом нелинейных и реологических свойств

На современном этапе развития нелинейного подхода к решению задач расчета грунтовых оснований сформировалось в основном два направления — нелинейно-упругое и упругопластическое.

Нелинейно-упругое направление базируется на нелинейных зависимостях между напряжениями и деформациями (физическая нелинейность) и деформациями и перемещениями (геометрическая нелинейность). В большинстве существующих расчетных методов геометрический характер нелинейности игнорируется, что может быть признано не совсем справедливым при рассмотрении задач со значительными нагрузками и большими значениями перемещений, возможными при наступлении предельного равновесия или при расчетах оснований, сложенных слабыми грунтами.

В нелинейной теории упругости используют уравнения равновесия, а также геометрические и физические соотношения, причем первые два типа уравнений тождественны применяемым в теории упругости, а физические соотношения нередко используют в виде обобщенного закона Гука, но с переменными, зависящими от уровня напряженного состояния: модулем деформации E и коэффициентом поперечной деформации ν . Значения этих характеристик определяют, как правило, на основании феноменологических (опытных) данных.

При решении нелинейных задач методы интегрирования, используемые в классической теории упругости, неприменимы. Поэтому приходится прибегать к методу последовательных приближений, заменяющему интегрирование решением последовательности линейных задач теории упругости, называемым методом упругих решений.

Нелинейно-упругие решения позволяют получать более достоверные результаты по сравнению с линейно-упругими, однако не дают возможности учитывать в расчетах режим изменения внешней нагрузки (траекторию нагружения), реологию деформирования, а также несоосность тензоров напряжений и деформаций. Это, несомненно, накладывает некоторые ограничения на применения нелинейных решений к грунтовым массивам.

Упругопластический подход основывается на раздельном описании упругих и пластических деформаций различными физическими зависимостями. Согласно таким представлениям, использование дифференциальных уравнений, связывающих напряжения с пластическими и полными деформациями, совместно с процедурой пошагового (последовательного) нагружения грунтов в соответствии с очередностью изменения и приложения внешних нагрузок позволяет учитывать режим (траекторию) нагружения, а также проявление несоосности тензоров напряжений и деформаций и некоторую другую специфику работы грунтов, что неосуществимо в рамках нелинейной теории упругости. Однако и этот путь решения инженерных задач имеет недостатки. В частности, он не позволяет учитывать нелинейность в упругой области деформирования и реологические процессы, происходящие в грунтах.

Процесс деформирования грунтов во времени рассматривается в настоящее время с позиций теории, называемой теорией консолидации (уплотнения), построенной на основе использования трехфазной модели грунтовой среды, позволяющей учитывать и реологию деформирования скелета грунта. Однако и эта теория не свободна от некоторых недостатков, так как рассматривает в основном водонасыщенные грунты в условиях линейного деформирования, что не всегда соответствует реальным условиям работы грунтов в основаниях сооружений.

Таким образом, в настоящее время сложилось положение, при котором напряженно-деформированное состояние грунтовой среды рассматривается с позиций различных моделей (линейно-упругой, нелинейно-упругой или упругопластической), а затухание осадки во времени оценивается на основе теории консолидации, предполагающей иные исходные предпосылки при построении исходных уравнений, используемых для решения различных задач. Поэтому имеет смысл построение расчетной модели, которая представляла бы собой синтез нелинейно-упругой и упругопластических теорий и позволяла проследить процесс деформирования грунтов во времени.

В основу модели следует положить следующие исходные

предпосылки: справедлива гипотеза о малости деформаций при конечной величине перемещений; внешняя нагрузка изменяется во времени по некоторому закону, причем характер ее изменения статичен, т. е. силы инерции не учитываются; скелет грунта обладает нелинейными и реологическими свойствами, определяемыми на основании феноменологических (опытных) данных. В этом случае геометрически нелинейные зависимости между деформациями и перемещениями принимают вид

$$\begin{aligned} \varepsilon_x &= \frac{\partial u}{\partial x} + \frac{1}{2} \left[\left(\frac{\partial u}{\partial z} \right)^2 + \left(\frac{\partial u}{\partial x} \right)^2 + \left(\frac{\partial w}{\partial x} \right)^2 \right]; \\ \gamma_{xy} &= \frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x} + \frac{\partial u}{\partial x} \frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x} \frac{\partial v}{\partial y} + \frac{\partial w}{\partial x} \frac{\partial w}{\partial y}. \end{aligned} \quad (2.44)$$

Связь между деформациями и напряжениями с учетом физической нелинейности деформирования упругомгновенных деформаций и деформаций ползучести устанавливается по формуле

$$\varepsilon_x(t) = \frac{\sigma_x(t) F(\sigma_x) [1 + \nu(t)] - \nu(t) S(t) F(S)}{E_0(t)} - \int_{t_0}^t \left\{ \sigma_x(\tau) F(\sigma_x) \frac{\partial}{\partial \tau} [\delta(t, \tau) + \delta_1(t, \tau)] - S(\tau) F(S) \frac{\partial}{\partial \tau} \delta(t, \tau) \right\} d\tau; \quad (2.45)$$

$$\gamma_{xy}(t) = 2 \left\{ \frac{[1 + \nu(t)] \tau_{xy}(t) E(\tau_{xy})}{E_0(t)} - \int_{t_0}^t \tau_{xy} F(\tau_{xy}) \frac{\partial}{\partial \tau} [\delta(t, \tau) + \delta_1(t, \tau)] d\tau \right\},$$

где $S(t) F(S) = \sigma_x(t) F(\sigma_x) + \sigma_y(t) F(\sigma_y) + \sigma_z(t) F(\sigma_z)$; $F(\sigma)$ — единая функция нелинейности, определяемая по результатам опытного испытания образцов грунта (рис. 2.27, а); $\sigma(t, \tau)$ и $\delta(t, \tau)$ — меры простой ползучести соответственно продольных и поперечных деформаций, определяемые по результатам экспериментального исследования (рис. 2.27, б).

Суммируя первые три уравнения системы (2.45), получим

$$\Theta(t) = \frac{1 - 2\nu(t)}{E_0(t)} S(t) F(S) - \int_{t_0}^t \left\{ S(\tau) F(S) \frac{\partial}{\partial \tau} [\delta(t, \tau) - 2\delta_1(t, \tau)] d\tau \right\}. \quad (2.46)$$

Рассматривая это уравнение совместно с первой формулой системы (2.45), можно получить решение относительно напряжений

$$\sigma_x(t) = \lambda(t) \Theta(t) \varphi(\Theta) - \int_{t_0}^t \left\{ \Theta(\tau) \varphi(\Theta) \left[\frac{\gamma_2(t)}{1-2\nu_2(t)} \cdot \frac{R(t, \tau)}{1+\gamma_2(t)} \right] d\tau + \right. \\ \left. + 2\mu(t) \varepsilon_x(t) \varphi(\varepsilon_x) - \int_{t_0}^t \varepsilon_x(\tau) \varphi(\varepsilon_x) \left[\frac{R(t, \tau)}{1+\nu_2(t)} \right] d\tau, \quad (2.47)$$

где

$$\lambda(t) = \frac{E_0(t) \nu(t)}{[1+\nu(t)][1-2\nu(t)]}; \quad \mu(t) = \frac{E_0(t)}{2[1+\nu(t)]};$$

$\varphi(\Theta)$ — единая функция нелинейности, определяемая по опытным данным (см. рис. 2.27, а); $R(t, \tau)$ — резольвента меры ползучести продольных деформаций.

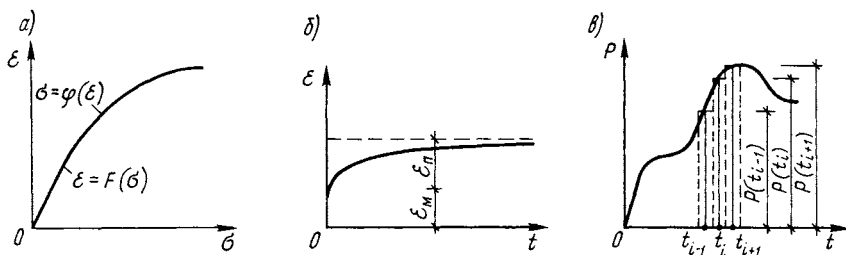


Рис. 2.27. Графики зависимостей:

а — деформаций от напряжений; б — деформаций ползучести от времени; в — внешней нагрузки от времени

В целях дальнейшего сокращения записи уравнение (2.47) представим в виде

$$\sigma_x(t) = \hat{\lambda}(t) \Theta + 2\hat{\mu}(t) \varepsilon_x,$$

где $\hat{\lambda}(t)$ и $\hat{\mu}(t)$ — соответственно нелинейные интегральные операторы.

Прибегая к подобным рассуждениям, можно получить аналогичные зависимости для σ_y и σ_z . Присоединяя к ним последние три уравнения системы (2.45), решенные относительно напряжений, имеем:

$$\begin{aligned} \sigma_x(t) &= \hat{\lambda}(t) \Theta + 2\hat{\mu}(t) \varepsilon_x; \quad \tau_{xy}(t) = \hat{\mu}(t) \gamma_{xy}; \\ \sigma_y(t) &= \hat{\lambda}(t) \Theta + 2\hat{\mu}(t) \varepsilon_y; \quad \tau_{xz}(t) = \hat{\mu}(t) \gamma_{xz}; \\ \sigma_z(t) &= \hat{\lambda}(t) \Theta + 2\hat{\mu}(t) \varepsilon_z; \quad \tau_{yz}(t) = \hat{\mu}(t) \gamma_{yz}. \end{aligned} \quad (2.48)$$

Для получения общих уравнений для расчета оснований фундаментов необходимо совместное рассмотрение зависимостей (2.44) и (2.48) с уравнениями равновесия:

$$\begin{aligned} \frac{\partial \sigma_x(t)}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{xy}(t)}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{xz}(t)}{\partial z} + X &= 0; \\ \frac{\partial \tau_{yx}(t)}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_y(t)}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{yz}(t)}{\partial z} + Y &= 0; \\ \frac{\partial \tau_{zx}(t)}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{zy}(t)}{\partial y} + \frac{\partial \sigma_z(t)}{\partial z} + Z &= 0. \end{aligned} \quad (2.49)$$

Приводя группировку и другие математические преобразования, будем иметь следующую группу интегродифференциальных уравнений относительно трех неизвестных функций перемещений:

$$\begin{aligned} [\hat{\lambda}(t) + \hat{\mu}(t)] \frac{\partial \Theta}{\partial x} + \hat{\mu}(t) \nabla^2 u + \hat{\mu}(t) \left(\frac{\partial u}{\partial x} \nabla^2 u + \frac{\partial v}{\partial x} \nabla^2 v + \frac{\partial w}{\partial x} \nabla^2 w \right) + X &= 0; \\ [\hat{\lambda}(t) + \hat{\mu}(t)] \frac{\partial \Theta}{\partial y} + \hat{\mu}(t) \nabla^2 v + \hat{\mu}(t) \left(\frac{\partial u}{\partial y} \nabla^2 u + \frac{\partial v}{\partial y} \nabla^2 v + \frac{\partial w}{\partial y} \nabla^2 w \right) + Y &= 0; \\ [\hat{\lambda}(t) + \hat{\mu}(t)] \frac{\partial \Theta}{\partial z} + \hat{\mu}(t) \nabla^2 w + \hat{\mu}(t) \left(\frac{\partial u}{\partial z} \nabla^2 u + \right. \\ \left. + \frac{\partial v}{\partial z} \nabla^2 v + \frac{\partial w}{\partial z} \nabla^2 w \right) + Z &= 0. \end{aligned} \quad (2.50)$$

Очевидно, что отказ от учета реологических процессов и нели-

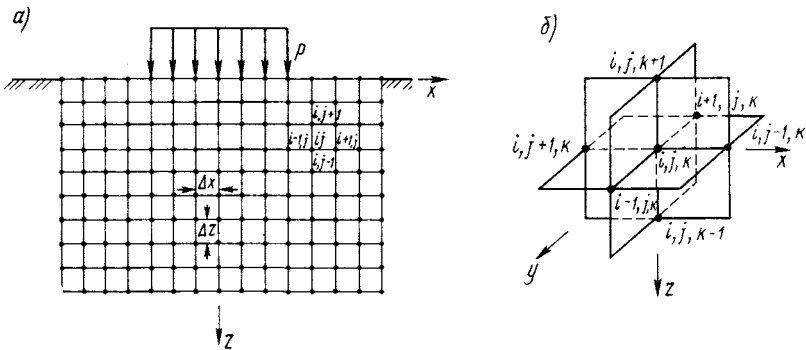


Рис. 2.28. Разбивка основания сеткой метода конечных разностей при плоской (а) и пространственной (б) задачах

нейности деформирования обратит уравнения (2.50) в зависимости Ламе, используемые в теории упругости.

При интегрировании системы уравнений (2.50) возникают неопределимые математические трудности, поэтому для получения инженерных решений в численном виде необходимо воспользоваться методом интегральных оценок, который позволяет линеаризовать задачу в физической области. Сущность метода заключается в фиксации процессов ползучести и изменяющегося режима внешнего нагружения (рис. 2.27, в) в рассматриваемый период времени. Такой подход превращает нелинейные интегродифференциальные уравнения (2.50) в нелинейные дифференциальные для рассматриваемого интервала загрузки. Решение в этом случае отыскивается с помощью методов конечных разностей, записанных для плоского или объемного элемента (рис. 2.28), и последовательных приближений, позволяющих заменить нелинейную задачу многократным решением систем нелинейных алгебраических уравнений второго порядка начиная с упругой области деформирования. Результат считается полученным, если разница между двумя последними итерациями не

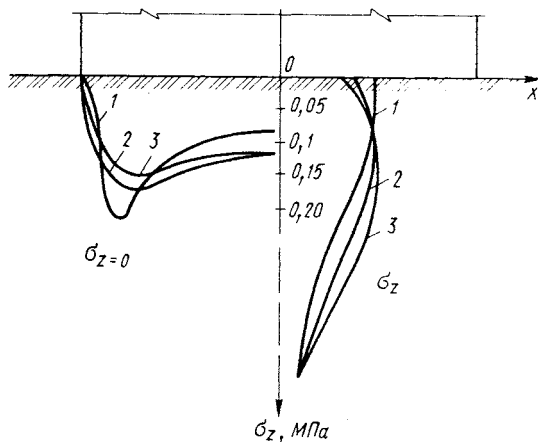


Рис. 2.29. Напряженное состояние в основании жесткого штампа при линейном (1), нелинейном упруго-ползучем (2) основаниях и результаты опытных данных (3)

превышает заранее заданной точности расчета в пределах рассматриваемого временного интервала. Проследить весь процесс деформирования грунтового основания можно с помощью просмотра всего временного интервала внешнего нагружения (см. рис. 2.27, в). Получение численного решения возможно только с помощью программного обеспечения современных быстродействующих ЭВМ.

Для иллюстрации возможностей нелинейного упругоползучего

решения приведем результат расчета пылевато-глинистого основания в условиях плоской задачи, которое загружалось в лабораторных условиях жестким штампом (рис. 2.29). Как видно из этого рисунка, теоретическое решение с учетом реологических свойств и нелинейности деформирования ближе совпадает с экспериментальными значениями, чем результаты линейного решения.

Применение метода расчета, учитывающего нелинейные и реологические свойства при деформировании грунтовых оснований, позволяет не только более полно учитывать реальные свойства оснований, но и проследить характер изменения напряженно-деформированного состояния в процессе стационарного (неизменяемого) и нестационарного (изменяемого) нагружения, тем самым позволяя изыскать дополнительные резервы несущей способности оснований, что приведет к экономии материальных средств при строительстве и эксплуатации оснований и фундаментов.

ГЛАВА 3

ОЦЕНКА ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ ПО ЖЕСТКОСТИ. МЕТОДЫ УМЕНЬШЕНИЯ ЧУВСТВИТЕЛЬНОСТИ ЗДАНИЙ К НЕРАВНОМЕРНЫМ ОСАДКАМ

3.1. Классификация зданий и сооружений по жесткости

Здания и сооружения имеют разную чувствительность к осадкам, которые могут происходить в процессе строительства и эксплуатации; причем степень этой чувствительности определяется в основном их жесткостью.

В зависимости от жесткости все здания и сооружения подразделяют на три основных типа: абсолютно жесткие, имеющие конечную жесткость, и абсолютно гибкие.

Абсолютно жесткие сооружения имеют очень большую жесткость в вертикальном направлении. К зданиям и сооружениям большой жесткости относят дымовые трубы, водонапорные башни, опоры мостов и др. Вследствие значительной жесткости эти сооружения не подвергаются изгибу и другим местным деформациям и испытывают осадку как единый массив. При симметричной вертикальной нагрузке и равномерном распределении свойств основания осадка таких зданий, как правило, бывает равномерной.

При несимметричном (внецентренном) нагружении или несимметричном распределении свойств грунтов под жестким зданием может возникнуть его крен. Характер взаимодействия таких сооружений с основанием следующий: в зонах основания, где податливость грунта меньше, давление по подошве фундаментов увеличивается, а в зонах с большей податливостью уменьшается. Поскольку грунты оснований способны перераспределять напряжение

с более нагруженных участков на менее нагруженные, возможность проявления неравномерных осадок уменьшается.

Вследствие выравнивания осадок в конструкциях абсолютно жестких зданий и сооружений возникают дополнительные усилия, которые, как правило, неопасны, так как такие конструкции имеют большой запас прочности.

Большинство зданий и сооружений, возводимых в условиях современной городской застройки, относят к *сооружениям, обладающим конечной жесткостью* (здания с полным и неполным каркасом, имеющие в своем составе разрезные и неразрезные конструкции, а также кирпичные, крупноблочные и крупнопанельные здания). Этот тип сооружений при развитии неравномерных осадок получает деформирование, выражающееся в искривлении отдельных участков зданий. Имея конечную жесткость, такие сооружения способны оказывать влияние на величину осадки, выравнивая ее вследствие перераспределения давлений по подошве фундаментов, в результате чего в несущих и ограждающих конструкциях зданий и сооружений конечной жесткости возникают дополнительные усилия, которые часто не учитываются при проектировании, что в некоторых случаях приводит к образованию трещин, нарушающих нормальную эксплуатацию зданий.

При расчетах и проектировании данной категории зданий и сооружений необходимо рассматривать совместную работу грунтов оснований и подземных конструкций, учитывая дополнительные усилия, возникающие вследствие неравномерных осадок. Сложность оценки совместной работы грунтов оснований и всего сооружения в целом заключается в том, что в некоторых случаях трудно определить жесткость конструкций и деформативность грунтов в отдельных зонах основания, работающих в условиях единой пространственной системы. Такие расчеты в настоящее время, как правило, выполняют с помощью современных ЭВМ.

Абсолютно гибкие сооружения под действием внешних нагрузок следуют за осадками основания, при этом дополнительные усилия в них практически не возникают. К таким сооружениям относят земляные насыпи и дамбы. К данному классу можно отнести и другую группу сооружений, называемых *практически гибкими*. К нему относят гибкие днища резервуаров, одноэтажные здания со статически определимой расчетной схемой, в том числе эстакады и галереи, имеющие разрезные пролетные строения. При их проектировании следует на отдельных участках, имеющих небольшую протяженность, все же оценивать незначительное выравнивание осадки и возникающие при этом дополнительные усилия, которые могут нарушить эксплуатационную пригодность.

В общем случае предельные деформации абсолютно гибких и практически гибких сооружений назначают, исходя из требований нормальной эксплуатации.

Необходимо отметить, что иногда отдельные участки возводимого

здания и сооружения по характеру работы можно отнести к различным типам по жесткости. В таких случаях необходимо отдельно рассматривать процесс деформирования каждого участка с последующей оценкой их взаимного влияния, которое может сказаться на результатах совместной работы. При проектировании зданий такого типа нужно учитывать возможные неблагоприятные последствия, вытекающие из условий совместной работы отдельных участков сооружения, имеющих различную жесткость, и предусматривать меры по их ликвидации.

3.2. Формы деформаций зданий и сооружений

Прежде чем приступать к проектированию оснований и фундаментов, необходимо внимательно изучить конструктивную схему здания и особенности физико-механических свойств грунтов на строительной площадке. На основе такого изучения оценивается жесткость здания, специфика передачи нагрузок на грунты оснований и производится предварительная оценка характера возможных деформаций.

В гибких и жестких массивных сооружениях неравномерность осадки мало влияет на работу конструкций, необходимо только, чтобы значение конечной осадки не превышало предельно допустимого, что определяется условиями нормальной эксплуатации.

В сооружениях конечной жесткости необходимо учитывать неравномерность осадки, которая приводит к перераспределению усилий в грунтах оснований и конструкциях всего сооружения. Неравномерные осадки вызывают ухудшение условий эксплуатации оборудования и всего здания в целом, а также появление в отдельных несущих и ограждающих конструкциях дополнительных усилий. Поэтому значение неравномерной осадки строго ограничивается строительными нормами не только исходя из условий эксплуатации, но и с учетом условий прочности и устойчивости сооружений.

В зависимости от жесткости и характера развития неравномерных осадок в зданиях и сооружениях могут возникнуть следующие виды деформаций: прогиб, выгиб, крен, перекос, кручение и горизонтальные смещения.

Прогиб, или выгиб, зданий и сооружений возникает при изгибе подошвы сплошной фундаментной плиты или ленточного фундамента в результате неравномерной податливости основания (рис. 3.1, а, б). Рассматриваемые формы деформации образуются в зданиях большой протяженности. В зависимости от грунтовых условий в одном и том же сооружении на разных участках может возникнуть прогиб и выгиб. В одинаковых грунтовых условиях при увеличении жесткости здания происходит повышение дополнительных усилий в конструкциях, приводящее к уменьшению прогиба или выгиба, при меньшей жесткости происходит обратное явление — интенсивность дополнительных усилий, возникающих в результате перераспределения, снижается, а деформация увеличивается. При прогибе

изогнутая поверхность обращена выпуклостью вниз, а наиболее опасная зона деформаций растяжения находится в верхней части сооружения; при выгибе, наоборот, выпуклость обращена вверх и опасная зона находится в верхней части здания.

Крен, или поворот, относительно вертикальной оси (рис. 3.1, в, г) происходит в результате несимметричного (внецентренного) нагружения. При симметричном нагружении крен возможен при неравномерном распределении свойств грунтов под подошвой фундамента в результате несимметричного напластования. Крен является наиболее опасным для высоких зданий и сооружений (водонапорных башен, дымовых труб, антенных сооружений, многоэтажных зданий), так как в результате смещения центра тяжести возникает

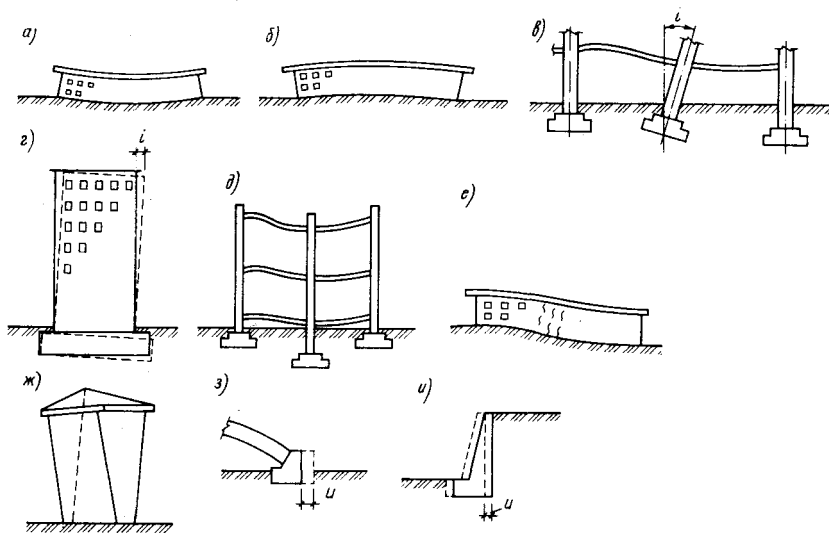


Рис. 3.1. Формы деформаций сооружений

дополнительный опрокидывающий момент, способствующий, в свою очередь, дальнейшему нарастанию крена, что в конечном результате может вызвать разрушение сооружения.

Крен отдельных фундаментов в составе всего здания при ограничении горизонтальных деформаций, обусловленных наличием перекрытий (рис. 3.1, д), вызывает появление дополнительных усилий в несущих конструкциях (колоннах, стенах, перекрытиях и др.), которые необходимо учитывать при проектировании.

Перекося (рис. 3.1, д, е) образуется при неравномерных осадках, происходящих на участках небольшой протяженности при сохранении относительно равномерных вертикальных осадков под всем зданием.

Кручение возникает при различных кренах сооружения по его длине или если крен развивается в разные стороны в двух соседних сечениях сооружения (рис. 3.1, ж). При такой форме деформирования дополнительные усилия в конструкциях образуются в вертикальной (стены, колонны и др.) и горизонтальной плоскостях. Элементы перекрытий, например, испытывают изгиб в горизонтальном направлении.

Горизонтальные смещения возможны в фундаментах, на которые опираются конструкции, передающие значительные горизонтальные усилия от распора (рис. 3.1, з). Подобный вид деформации возникает и в подпорных стенках (рис. 3.1, и).

3.3. Причины возникновения неравномерных осадок

На возникновение неравномерных осадок оказывает влияние целый ряд причин. Суммарную осадку любого здания или сооружения в общем случае можно представить в виде суммы из пяти слагаемых:

$$S = S_{\text{упл}} + S_{\text{разупл}} + S_{\text{вып}} + S_{\text{растр}} + S_{\text{эксцл}}, \quad (3.1)$$

где $S_{\text{упл}}$ — осадка, происходящая в результате уплотнения грунтов вследствие образования упругих и остаточных деформаций, сопровождающаяся уменьшением пористости грунта после загрузки самого фундамента, а также соседних фундаментов или площадей поверхности основания; $S_{\text{разупл}}$ — осадка, образующаяся вследствие разуплотнения верхних слоев грунта, залегающих у дна котлована в результате уменьшения интенсивности напряженного состояния грунта из-за его разработки; $S_{\text{вып}}$ — осадка выпирания, происходящая в результате выдавливания грунта из-под подошвы фундамента при развитии зон пластических деформаций; $S_{\text{растр}}$ — осадка растрескивания, возникающая вследствие нарушения природной структуры грунтов во время производства строительных работ, выражающаяся в увеличении сжимаемости; $S_{\text{эксцл}}$ — осадка, образующаяся в период эксплуатации зданий и сооружений в результате просадки, набухания или изменения напряженно-деформированного состояния грунтов основания в результате последующего возведения зданий.

1. Неравномерные осадки уплотнения. При действии дополнительных напряжений, передаваемых на основание через фундаменты, грунт деформируется при условии, если данные напряжения превышают напряжения от собственного веса грунта. Деформации грунта в основном развиваются за счет уменьшения объема пор грунта, происходящего в результате уплотнения.

Как уже отмечалось ранее, остаточные деформации значительно больше упругих, поэтому осадки основания, происходящие под действием внешних нагрузок, обычно называют осадками уплотне-

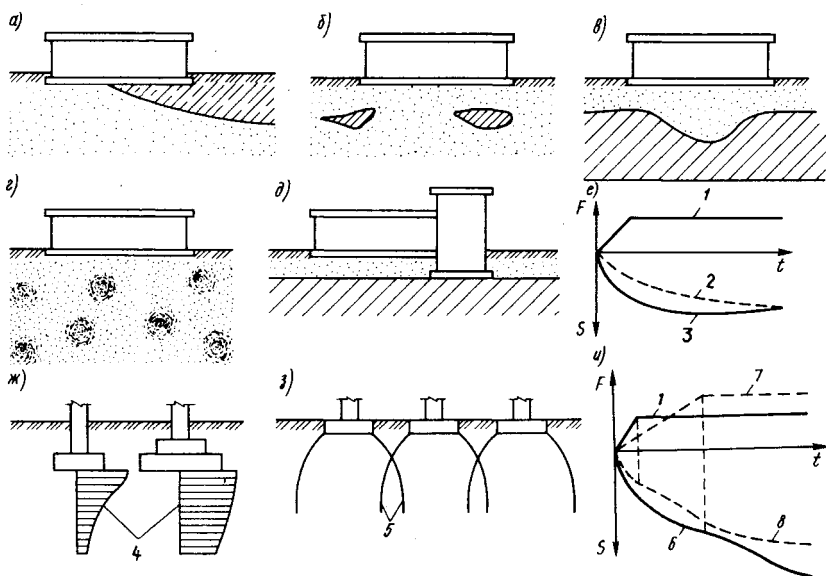


Рис. 3.2. Причины образования неравномерных осадок уплотнения:

1 — нагрузка на фундамент; 2 — осадка медленно деформирующегося основания; 3 — осадка быстро деформирующегося (песчаного) основания; 4 — эпюры распределения вертикальных напряжений; 5 — границы напряженных зон основания; 6 — осадка первого фундамента во времени; 7 — нагрузка на второй фундамент; 8 — осадка второго фундамента во времени

ния. Осадки уплотнения в отдельных зонах основания под сооружением, как правило, неодинаковы (неравномерны) из-за неоднородности грунтовых условий и неоднородности напряженного состояния в основании.

Неоднородность основания обуславливается следующими факторами: наличием выклинивающихся слоев (рис. 3.2, а); линзообразным залеганием отдельных слоев грунта (рис. 3.2, б); различной толщиной пластов (рис. 3.2, в); неодинаковой плотностью сложения грунтов (рис. 3.2, г); передачей давления от различных по массе частей сооружения на разные по своим физико-механическим свойствам грунты оснований (рис. 3.2, д); неодинаковой уплотняемостью грунтов во времени, обуславливаемой различной скоростью протекания процессов консолидации и ползучести под различными частями сооружения (рис. 3.2, е).

Неоднородность напряженного состояния грунтов в основании образуется в силу нижеследующих причин: неравномерной нагрузкой фундаментов, в связи с чем более нагруженный фундамент приходится делать с большими размерами подошвы, что приводит к различному напряженно-деформированному состоянию в основании и различной осадке фундаментов (рис. 3.2, ж); влиянием нагрузки соседних фундаментов, т. е. большее воздействие от взаимного

влияния испытывают фундаменты, расположенные в средней части сооружения, и меньшее — в крайней или угловой его части (рис. 3.2, з); одновременной загрузкой соседних фундаментов в процессе строительства и эксплуатации (рис. 3.2, и).

Возникновение неравномерных осадок в процессе строительства обуславливается различным весом конструкций, передающих нагрузку на фундаменты, и зависит от методов возведения и монтажа. Например, осадки колонн при строительстве зданий с неполным каркасом обычно отстают от осадок несущих стен, так как последние получают большую нагрузку во время возведения, а колонны получают большую часть загрузки только после монтажа перекрытий, стеновых панелей, перегородок и установки оборудования. Неравномерность осадки, проявляющаяся в процессе возведения зданий, может быть ликвидирована в процессе эксплуатации за счет выравнивания осадок.

2. Неравномерные осадки разуплотнения. Они развиваются, когда нагрузки от веса здания или сооружения меньше веса грунта, извлеченного при разработке котлована. Это объясняется тем, что при удалении грунта при отрывке котлована происходит разуплотнение грунтов под его поверхностью в результате снятия действовавших ранее напряжений от собственного веса грунта (разбухание грунта при разгрузке). При глубоких котлованах оказывают влияние и остаточные пластические деформации от давления грунта, расположенного вокруг дна котлована. На развитии разуплотнения грунта сказывается воздействие и деформации упругого последдействия.



Рис. 3.3. Поднятие дна котлована в результате разуплотнения грунта

Наличие этих факторов приводит к поднятию дна котлована (рис. 3.3) с последующим развитием неравномерных осадок, происходящих в результате более существенного разуплотнения грунта в центре котлована, чем по краям; различного протекания во времени процесса разуплотнения под отдельными фундаментами; неравномерного поднятия дна котлована в результате неоднородности грунтов основания.

При возведении городских зданий и сооружений глубина котлована редко превышает 5 м, а из практики строительства известно, что в этом случае осадки разуплотнения незначительны и происходят в основном в процессе устройства фундаментов до возведения надземных конструкций. Осадки разуплотнения могут оказать вредное влияние на здание, если глубина разрабатываемого для него котлована превышает 5 м, а нагрузка от веса сооружения вместе с обратной засыпкой значительно меньше грунта, извлеченного из котлована.

Для определения способности грунта испытывать осадки разуплотнения образцы грунта испытывают не только на сжатие, но и на

разуплотнение при уменьшении давления. Осадки разуплотнения определяются методами механики грунтов.

3. Осадки выпирания. В результате развития зон пластических деформаций в грунтах оснований под подошвами фундаментов происходят осадки выпирания. В результате неравномерного распределения давления под подошвой фундамента даже при небольших нагрузках под его краями образуются зоны пластических деформаций. Увеличение нагрузки вызывает перераспределение контактных давлений по подошве фундамента, которое объясняется большей податливостью грунта в зонах пластического деформирования, вследствие чего давление в этих зонах уменьшается, а в средней части фундамента ввиду меньшей податливости грунта увеличивается. При дальнейшем росте внешней нагрузки зоны пластических деформаций увеличиваются и возникает опасность выпирания грунта из-под подошвы.

4. Неравномерные осадки расструктурирования. При проведении предварительных мероприятий, предшествующих возведению фундаментов (отрывка котлованов и др.), грунты оснований, обнажаясь, подвергаются воздействию различных факторов, которые могут вызвать нарушение природной структуры грунтов.

Осадки, происходящие за счет расструктурирования грунтов, как правило, неравномерны, так как расструктурирование происходит с разной степенью интенсивности в различных зонах основания. Осадка зависит от многих факторов: способа выполнения котлованных работ, продолжительности работ с начала разработки котлована до обратной засыпки пазух фундаментов, характера водоотлива, а также мероприятий, направленных на сохранение природной структуры грунта. Нарушение структуры обычно происходит в результате следующих причин: метеорологических воздействий, динамических воздействий механизмов; неблагоприятного влияния, оказываемого подземными водами и газом; грубых ошибок строителей.

Метеорологические воздействия вызывают нарушение природной структуры грунтов в результате промерзания или оттаивания, размягчения и набухания, высыхания и усадки.

При воздействии отрицательных температур грунты оснований способны промерзнуть на глубину, которая определяется по данным Строительных норм и правил. При промерзании возможно существенное увеличение объема сильно увлажненных пылевато-глинистых и насыщенных водой пылеватых и мелких песчаных грунтов в результате развития сил морозного пучения. При пучении в основаниях фундаментов развиваются значительные внутренние напряжения, которые в отдельных случаях могут превысить напряжения от внешней нагрузки под подошвой фундаментов зданий и сооружений и привести к значительным вертикальным деформациям (рис. 3.4, а). Пучение может оказывать неблагоприятное влияние не только в период отрывки котлована и устройства фундаментов, но

и в процессе возведения здания и его последующей эксплуатации. Избежать вредного влияния сил морозного пучения полностью не удастся, даже если подошву фундамента устраивать ниже зоны промерзания, поскольку в данном случае по боковой поверхности фундамента развиваются касательные силы морозного пучения (рис. 3.4, б). При наличии отапливаемого подвала в результате развития бокового промерзания грунта возможны горизонтальное смещение и крен фундамента (рис. 3.4, в).

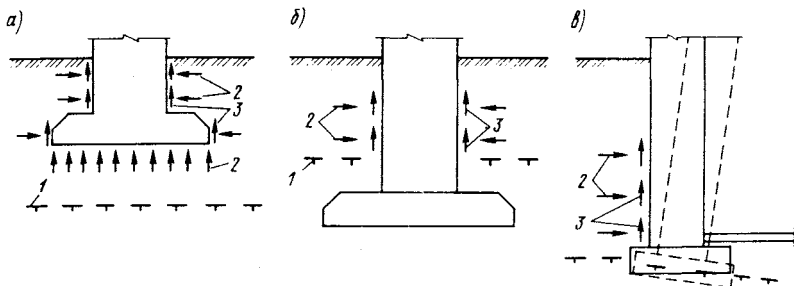


Рис. 3.4. Силы морозного пучения, действующие на фундаменты:
1 — граница зоны промерзания; 2 — нормальные силы пучения; 3 — касательные силы пучения

Для уменьшения негативного влияния сил пучения осуществляют покрытие боковых поверхностей фундаментов битумом, растворенным в мазуте или соляровом масле, и обратную засыпку пазух непучинистыми материалами (обычно используют песок).

В случае оттаивания мерзлого грунта он способен испытывать просадку, которая может быть еще более опасной для зданий и сооружений. Процесс оттаивания грунта протекает неравномерно, с южной стороны здания оттаивание происходит более интенсивно, чем с северной, более быстро оттаивают участки основания под внешними частями здания и медленнее под внутренними. Так как оттаивание сопровождается резким нарушением структуры, то грунт приобретает большую сжимаемость, поэтому не допускается промораживание грунтов ниже дна котлована, даже если грунт предварительно оттаивают перед устройством фундаментов.

Размягчение и набухание грунтов происходит при увлажнении некоторых типов пылевато-глинистых грунтов, находящихся ниже дна котлована, в результате воздействия атмосферных осадков (рис. 3.5, а). Этот процесс особенно интенсивно протекает в супесях, пылеватых суглинках, слоистых и трещиноватых глинах. Способность испытывать деформации набухания возрастает при увеличении глинистости. В наибольшей степени подвержены размягчению

глинистые грунты, имеющие поры, заполненные воздухом и сообщающиеся с атмосферой. В результате набухания и размягчения ухудшаются физико-механические свойства грунтов, что сопровождается неравномерными осадками. Для сохранения природной структуры грунтов в данном случае прибегают к искусственному отводу поверхностных вод от зоны строительства, а нижний слой грунта, подлежащий разработке, оставляют в качестве защитного и удаляют его из котлована только непосредственно перед устройством фундаментов.

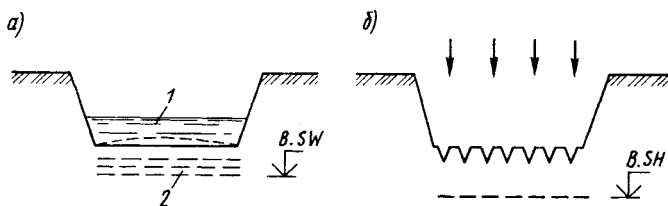


Рис. 3.5. Нарушение структуры грунта при метеорологических воздействиях:

1 — атмосферная влага; 2 — зона размягчения и усадки; B.SW — нижняя отметка зоны набухания, B.SH — то же, усадки

В некоторых районах, имеющих жаркий климат, пылевато-глинистые грунты, залегающие ниже дна котлована, под действием интенсивного процесса высыхания в результате солнечной инсоляции способны уменьшаться в объеме, испытывая усадку (рис. 3.5, б). При восстановлении первоначальной влажности грунт, подвергшийся усадке, будет испытывать набухание, вызывая поднятие фундаментов.

Неблагоприятные воздействия подземных вод и газа нарушают структуру грунта в результате влияния гидростатического давления от веса столба воды, гидродинамического давления от ее движения, механической и химической суффозии, фильтрационного выпора, расширения и выделения растворенного в воде газа.

Деформации и даже разрушение оставшегося в котловане слоя водонепроницаемого грунта происходят, когда *гидростатическое давление* в водопроницаемом слое подстилающего грунта превысит напряжения от оставшейся в котловане части слоя водонепроницаемого грунта (рис. 3.6, а). Это явление особенно интенсивно протекает при слоистой текстуре грунтов, когда водопроницаемость вдоль слоистости в десятки раз больше, чем поперек (рис. 3.6, б). Для снижения гидростатического давления используют водопонижение.

При движении воды через водопроницаемый слой грунта образуется *гидродинамическое давление* (рис. 3.6, в), обусловленное силой гидравлического воздействия фильтрационного потока, кото-

рое, воздействуя на частицы грунта, вызывает его набухание. Для уменьшения гидродинамического давления прибегают к водопонижению или устраивают вокруг котлована шпунтовые ограждения, погружаемые до слоев относительно водонепроницаемых грунтов.

Механической суффозией называют перемещение под действием фильтрационного потока более мелких частиц грунта по порам, образованным более крупными частицами, что приводит к увеличению пористости и водопроницаемости.

Фильтрационный выпор — это движение грунтов вверх под действием фильтрационных сил.

Механическая суффозия и фильтрационный выпор приводят к выносу частиц на поверхность грунта или дно котлована, образуя конусы выноса диаметром, измеряемым десятками метров, и высотой — десятками сантиметров (рис. 3.6, з).

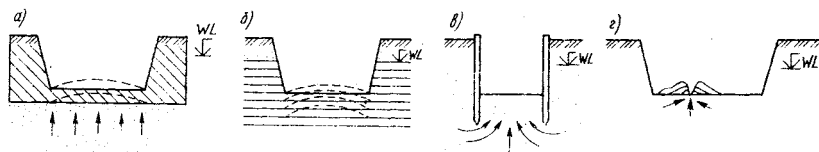


Рис. 3.6. Расструктуривание грунтов под действием грунтовых вод

Химической суффозией называют процесс растворения минеральных агрегатов скелета грунта, вызывая в некоторых случаях резкое ухудшение физико-механических свойств оснований.

При водоотливе в водонасыщенных грунтах снижается гидростатическое давление в поровой воде, вследствие чего объем замкнутых пузырьков газа, имеющихся в воде, увеличивается, одновременно в результате падения давления часть растворенных газов начинает выделяться из воды. Эти факторы вызывают нарушение природной структуры слабофильтрующих грунтов, таких, как илы, супеси и суглинки.

Динамические воздействия механизмов часто вызывают существенное нарушение природной структуры грунтов оснований. Этому явлению особенно подвержены насыщенные водой пылеватые пески. Нарушение структуры грунтов возможно в результате использования при земляных работах ударных механизмов (клин-бабы, трамбовки, сваебойные молоты и др.). Для сохранения природной структуры грунтов их разработка ведется легкими механизмами, передвигающимися по краю котлована, на дне которого часто оставляют защитный слой, удаляемый впоследствии с помощью легких землеройных машин.

К наиболее типичным ошибкам строителей, приводящим к нарушению структуры грунтов, относятся: перебор грунта при разработке котлована и его неправильная обратная укладка, отрывка

котлованов без их немедленного использования для возведения фундаментов, разработка глубоких котлованов около уже построенных зданий, имеющих меньшую глубину заложения фундаментов, проникновение в котлованы производственных или хозяйственных вод.

Неравномерную осадку, образующуюся в результате расструктурирования грунтов, очень трудно прогнозировать с помощью расчетных методов, поэтому основное требование, выдвигаемое при производстве работ по устройству оснований и фундаментов, заключается в максимальном сохранении природной структуры грунтов основания.

5. Неравномерные осадки, образующиеся в период эксплуатации сооружений. Их можно разделить на пять типов.

Уплотнение грунтов оснований после начала эксплуатации сооружений. Данное уплотнение происходит в результате продолжения процесса консолидации и деформаций ползучести грунта.

Осадка зданий и сооружений, расположенных на основаниях с преобладанием пылевато-глинистых грунтов, продолжается иногда в течение нескольких десятилетий, имея тенденцию к постепенному затуханию. В песчаных основаниях большая часть осадки происходит в период строительства и в первые месяцы начала эксплуатации. Дополнительные осадки в период эксплуатации зданий следует обязательно учитывать при проектировании сооружений.

При возведении складских сооружений, где полезная нагрузка оказывает основное влияние на функционирование здания, поскольку ее доля может оказаться существенно выше веса самого здания (емкости металлических и железобетонных резервуаров, элеваторы, бункера и др.), в некоторых случаях при пылевато-глинистых основаниях в первый год эксплуатации допускается приложение не более 50% полезной нагрузки. Это ограничивает быстрое нарастание осадки и уменьшает вредное воздействие вследствие резкого развития ее неравномерности.

Изменение уровня подземных вод. Значительное понижение уровня подземных вод в некоторых случаях может оказать вредное воздействие на эксплуатирующееся здание, выражающееся в проявлении неравномерных осадок, обусловленных образованием дополнительных напряжений в грунтах оснований в результате увеличения собственного веса из-за снятия взвешивающего действия воды.

Повышение уровня подземных вод может понизить прочность грунтов, так как в результате увлажнения уменьшаются силы сцепления между частицами грунта. Основания, способные испытывать явление набухания, увеличиваясь в объеме при увлажнении, вызванном повышением уровня подземных вод, приведут к дополнительным неравномерным осадкам фундаментов. Лёссовые грунты в результате увлажнения могут получить значительные просадки. Поднятие уровня подземных вод чаще всего происходит в результате проникновения в грунт атмосферной влаги, а также хозяйственных

и производственных вод. Повышение уровня подземных вод выше подошвы фундамента может вызвать коррозию арматуры. Это явление становится особенно опасным при возможности образования в воде агрессивной среды. При отсутствии надлежащей гидроизоляции в подвальных помещениях вода, проникая в подвал, требует откачки, которая может вызвать механическую суффозию в грунтах основания.

Неравномерные осадки могут приобрести аварийный характер в результате размыва грунта, вызванного прорывом напорных водопроводных магистралей. В некоторых случаях возможно проникновение подземной воды вместе с грунтом в неисправные канализационные коллекторы, причем иногда со значительным напором, в результате чего образуется воронка выноса, в пределах которой грунт получает значительные перемещения. Этому явлению особенно подвержены пльвунные грунты, поэтому при возведении зданий и сооружений на грунтах подобного типа вблизи напорных трубопроводов и глубоких коллекторов необходимо располагать фундаменты за пределами возможной воронки выноса и размыва грунта.

Ослабление оснований подземными и котлованными выработками. Устройство фундаментов в условиях современной городской застройки осложняется из-за дополнительного ослабления грунтов

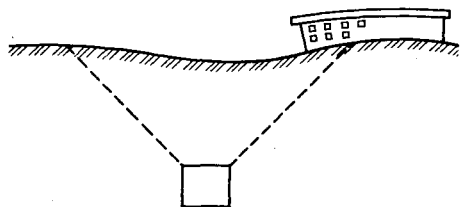


Рис. 3.7. Мульда проседания при подземной выработке

в результате строительства линий метрополитена при туннельной проходке, сооружения канализационных коллекторов и других подземных выработок, что вызывает оседание грунта вместе с находящимися на его поверхности зданиями и сооружениями в пределах так называемой мульды оседания (рис. 3.7).

При разработке глубоких котлованов вблизи уже существующих зданий и сооружений, что часто требуют условия городского строительства, необходимо исключить возможные горизонтальные смещения и подвижки грунтов оснований вместе с ранее построенными зданиями, что достигается с помощью специального крепления стенок траншей и котлованов.

Динамические воздействия на грунты оснований. В процессе эксплуатации зданий вибрация от промышленного или иного оборудования, находящегося внутри здания, может вызвать уплотнение песчаных или малосвязных пылевато-глинистых грунтов. Определенный уровень колебаний способен увеличить деформативность грунтов вследствие проявления процесса виброуплотности. Особенно интенсифицирует дополнительную осадку работа кузнечного прессового и штамповочного оборудования, движение транспорта,

забивка шпунта, свай и выполнение других строительных работ, связанных с динамическими, в том числе и ударными нагрузками. Оказывают вредное влияние и разработка горных выработок взрывами и сейсмическая активность.

Активность геологических процессов. Развитие карстовых полостей оползней и землетрясений вызывает значительные неравномерные осадки, влекущие за собой в некоторых случаях полное разрушение сооружений. Прогнозирование геологических процессов осуществляется с помощью методов инженерной геологии и изложено в соответствующем курсе.

Перечисленные выше факторы усложняют задачу проектирования фундаментов зданий и сооружений при условии выполнения требования равномерности осадок.

3.4. Конструктивные мероприятия по уменьшению влияния неравномерных осадок на сооружения

Во многих случаях возможные неравномерности осадок выравнивают до допустимых значений с помощью фундаментов, имеющих различную глубину заложения (рис. 3.8, а), или при постоянной глубине заложения используют фундамент с изменяемыми размерами подошвы (рис. 3.8, б). Первый вариант применяют в основном в случае изменения деформативных свойств основания по

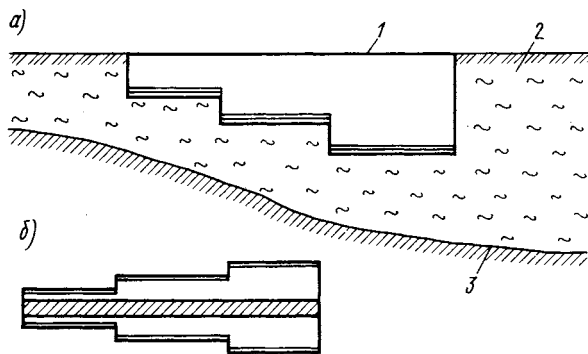


Рис. 3.8. Выравнивание осадок:
1 — фундамент; 2 — сальводеформируемый грунт; 3 — малодеформируемый грунт

длине здания, а второй — при существенном различии нагрузок, передающихся на фундамент.

Значительного уменьшения неравномерности осадок можно добиться за счет рациональной компоновки зданий и сооружений по высоте и в плане. Для этого необходимо стремиться к созданию

такого архитектурно-планировочного решения, которое обеспечило бы более равномерную передачу нагрузки от веса здания на основание.

Как уже отмечалось выше, чувствительность зданий к неравномерным осадкам уменьшается по мере снижения жесткости зданий, а в абсолютно гибких зданиях даже при их значительном искривлении не возникают дополнительные усилия, поэтому для уменьшения чувствительности зданий к неравномерным осадкам необходимо использовать разрезные несущие и ограждающие конструкции. Однако применение гибких конструктивных схем должно быть обязательно обосновано с точки зрения соблюдения технологических и эксплуатационных требований, заключающихся в недопущении вредного влияния неравномерности осадок на технологические процессы и нормальную эксплуатацию зданий, а также исключение нарушения водостоков, трубопроводов и других коммуникаций.

В условиях городского строительства наиболее чувствительным элементом являются стеновые конструкции. При развитии неравномерных осадок в них образуются дополнительные усилия, которые по достижении определенного значения приводят к образованию трещин. Иногда для исключения возможности образования трещин кладку стен (из кирпичей или крупных блоков) выполняют на медленно твердеющем известковом растворе, который в процессе твердения способен претерпевать значительные деформации ползучести, тем самым снижая дополнительные усилия.

Однако в большинстве случаев таким простым способом не удастся избавиться от образования трещин в стенах, поэтому для предотвращения их развития прибегают к устройству *деформационных или осадочных швов* (рис. 3.9, а — г), которые разрезают здания и сооружения по высоте сверху донизу на отдельные отсеки, приводя к снижению жесткости всего здания. В результате отдельные отсеки получают возможность свободного вертикального перемещения, тем самым снижая чувствительность зданий к местным неравномерностям осадок. Чрезмерно увлекаться устройством деформационных швов не рекомендуется в силу следующих причин: а) приходится увеличивать пространственную жесткость отдельных отсеков с помощью установки дополнительных связей или увеличения жесткости продольных и поперечных стен; б) осадочный шов, являясь, по существу, трещиной, предусмотренной проектом, при его некачественном выполнении может продуваться, пропускать влагу и промерзать в зимний период; в) в зонах расположения осадочных швов усложняется эксплуатация трубопроводов и других коммуникаций, так как они требуют нежесткого крепления; г) в помещениях, через которые проходят деформационные швы, после завершения стабилизации осадки часто требуется выполнять дополнительные штукатурно-малярные работы; д) каждый отдельный отсек здания способен получать свою осадку и крен, что может вызвать раскрытие или закрытие осадочного шва, причем последнее

может привести к появлению значительных горизонтальных усилий и разрушению участков стен смежных отсеков, поэтому для обеспечения самостоятельности вертикальных и горизонтальных перемещений деформационные швы выполняют с надлежащим зазором (рис. 3.9, д) в продольном и поперечном направлении, а упругая прокладка, расположенная в зазоре, должна обеспечивать непродуваемость даже при увеличении ширины раскрытия в 2 раза.

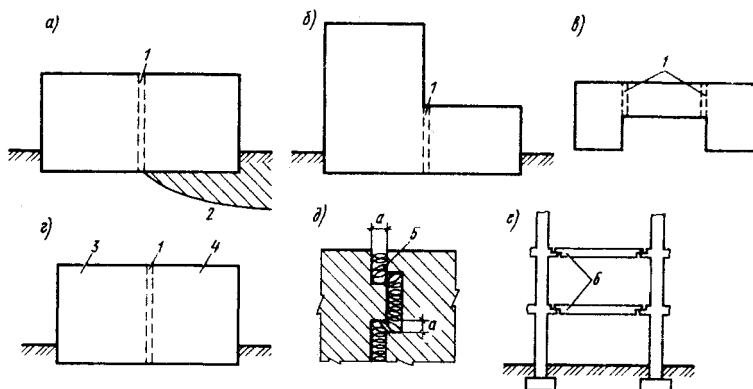


Рис. 3.9. Расположение и деталь деформационных швов:

a — при наличии в основании грунтов различной сжимаемости; *b* — при различной высоте отдельных отсеков здания; *c* — при сложной конфигурации здания в плане; *d* — при различных сроках возведения отдельных частей здания; *e* — деталь осадочного шва; *f* — перекрытия подвески в каркасном здании; *1* — деформационный шов; *2* — сильносжимаемый слой грунта основания; *3* — участок здания первого года возведения; *4* — то же, второго года возведения; *5* — упругая прокладка; *6* — перекрытия подвески

Минимальную ширину зазора определяют по формуле

$$a = \gamma_g h (i_n - i_n), \quad (3.2)$$

где $\gamma_g = 1,3 \dots 1,5$ — коэффициент надежности по грунту, учитывающий неоднородность оснований; h — высота от подошвы фундамента до зоны, где определяется ширина зазора; i_n — крен фундамента правого смежного отсека; i_n — то же, левого отсека.

В случае развития крена участка сооружения навстречу знак перед i_n изменится на противоположный.

В зданиях и сооружениях каркасного типа осадочный шов устраивают с помощью перекрытий «подвесок» (рис. 3.9, e), имеющих шарнирные опоры, которые не препятствуют независимому вертикальному и горизонтальному смещению одного отсека относительно смежного другого, т. е. в данном случае роль осадочного шва выполняет пролет, в котором находятся перекрытия «подвески».

В настоящее время в практике городского строительства имеется

тенденция к уменьшению количества деформационных швов до необходимого минимума. Их устраивают при наличии в основаниях грунтов разной сжимаемости (рис. 3.9, а), существенного различия по высоте отдельных участков здания (рис. 3.9, б), если здания имеют в плане сложную конфигурацию (рис. 3.9, в), отдельные части здания возводят в различные сроки (рис. 3.9, г), а также при строительстве протяженных зданий.

Уменьшения чувствительности зданий к неравномерным осадкам в некоторых случаях добиваются за счет увеличения жесткости конструкций с целью обеспечения перераспределения давления, возникающего под подошвой фундаментов. Чем больше жесткость здания, тем меньше вероятность проявления неравномерных осадок, однако тем больше дополнительных усилий возникает в несущих конструкциях. При снижении жесткости способность перераспределения давлений по подошве фундаментов уменьшается, поэтому снижается вероятность уравнивания неравномерности осадок, тем самым вызывая уменьшение дополнительных усилий, возникающих в конструкциях. Величину и характер развития неравномерных осадок, перераспределение давлений по подошве фундаментов и дополнительные усилия, возникающие в конструкциях, можно определить из пространственного расчета сооружения, рассматриваемого совместно с деформируемым основанием.

В результате расчета может оказаться, что при развитии неравномерных осадок в здании возникает прогиб или выгиб (см. рис. 3.1, а, б). Известно, что стеновые конструкции, выполненные из кладки, при изгибе плохо сопротивляются растягивающим напряжениям и хорошо — сжимающим. При прогибе зона растяжения возникает в нижней части здания, а при выгибе — в верхней. При развитии значительных растягивающих усилий в стенах могут образовываться трещины. Поэтому для увеличения сопротивляемости стен растягивающим усилиям в зонах их максимально возможного возникновения устраивают железобетонные пояса (рис. 3.10, а) или применяют армированную кладку (рис. 3.10, б), располагаемые вдоль наружных и внутренних стен. Пояса армирования устраивают и в фундаментной части здания (рис. 3.10, в).

Если в результате расчета не удастся достаточно точно определить возможный характер деформации изгиба здания, или в процессе возведения возникает опасность образования трещин еще до устройства поясов в верхней части здания, то пояса армирования располагают в нижней и верхней частях здания (рис. 3.10, г) через 1...2 этажа, причем верхний пояс прижимают нагрузкой от веса кладки верхнего этажа для создания более благоприятных условий его работы.

При возникновении в стенах зданий значительных перерезывающих (поперечных сил) образуются главные растягивающие напряжения, способствующие развитию наклонных трещин над проемами и в простенках, поэтому для их предотвращения применяют либо

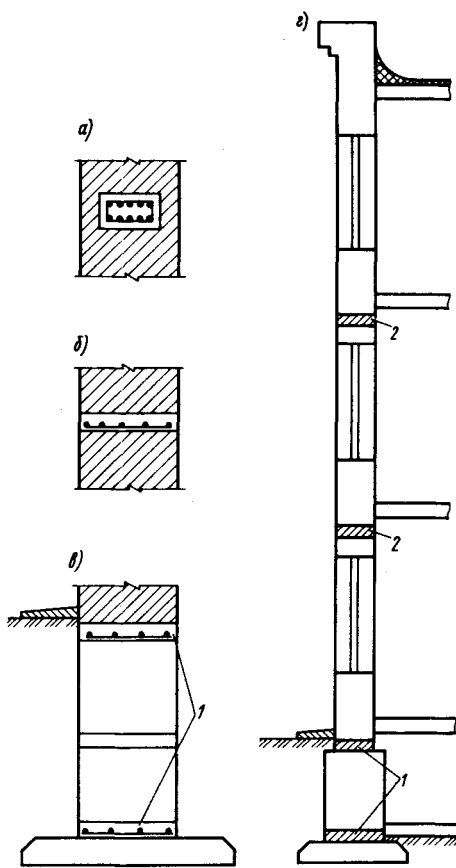
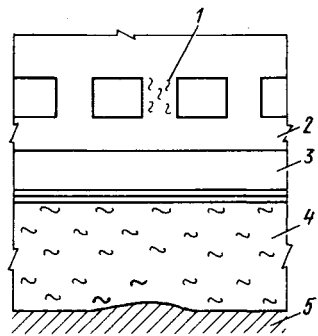


Рис. 3.10. Размещение поясов армирования:
 1 — пояса армирования в фундаменте;
 2 — пояса армирования в стенах

Рис. 3.11. Образование трещин в кладке при концентрации напряжений:
 1 — зона концентрации напряжений;
 2 — стена; 3 — фундамент; 4 — сильносжимаемый грунт; 5 — мало-сжимаемый грунт



частое чередование поясов армирования, либо армируют всю опасную зону кладки. Избежать появления наклонных трещин можно также с помощью уменьшения размеров оконных проемов и увеличения ширины простенков. Иногда для создания большей жесткости на участках возможного перекоса применяют более жесткий монолитный фундамент.

В некоторых случаях при неравномерной деформируемости основания, приводящей к перераспределению реактивных давлений по подошве фундаментов (в случае наличия на ограниченном участке по длине стены включений малосжимаемого грунта) (рис. 3.11), в нижних участках стен образуются зоны концентрации сжимающих напряжений. В результате кладка стен может разрушаться, если эти напряжения превысят предельно допустимые значения. В данном случае прочность кладки стен назначают по результатам расчета, учитывающего возможную концентрацию напряжений. В длинных

зданиях на участках с неравномерной податливостью основания обычно устраивают осадочные швы (см. рис. 3.9, а).

Когда неравномерные осадки основания становятся опасными для несущих конструкций зданий и сооружений или оказывают крайне неблагоприятное влияние на их эксплуатацию, применяют *фундаменты, выравнивающие неравномерные осадки основания*. Добиться выравнивания осадок можно устройством несущих конструкций на общий фундамент. Ряд колонн, например, устанавливают не на отдельно стоящие фундаменты, а на ленточные, а иногда фундамент выполняют в виде сплошной плиты под все здание. Использование сплошного фундамента радикально снижает возможные неравномерности осадок вследствие значительного увеличения пространственной жесткости здания, приводя к существенному перераспределению реактивных давлений. Такие фундаменты до минимума снижают дополнительные усилия в несущих и ограждающих конструкциях, однако в большинстве случаев их устройство обходится достаточно дорого.

При сложном напластовании грунтов на строительной площадке бывает трудно оценить податливость основания и прогнозировать неравномерные осадки. В этом случае фундамент проектируют с дополнительным запасом прочности, устраивая дополнительное армирование.

В последнее время многоэтажные здания в условиях современной городской застройки выполняют по каркасной схеме с устройством дополнительных связей в виде диафрагм жесткости и ядер жесткости, в которых наружные стены собираются из навесных панелей, выполняющих в основном ограждающие функции. Являясь самонесущими конструкциями, такие панели обладают крайне малой прочностью при изгибе, поэтому при неравномерной осадке и развитии деформаций перекоса раскрываются швы между панелями, нарушается крепление закладных деталей и в некоторых случаях разрушаются сами панели. Для уменьшения влияния указанных явлений, особенно при сильносжимаемых грунтах, фундаменты многоэтажных зданий выполняют в виде перекрестных лент, сплошных или коробчатых конструкций.

Уменьшение влияния неравномерных осадок удастся добиться и использованием особых конструктивных решений, одним из которых является придание сооружению в целом или его отдельным частям строительного подъема. При возведении любого здания проектом предусматриваются определенные перемещения, связанные с неравномерными осадками. Для уменьшения их влияния сооружению придают строительный подъем, т. е. сооружение возводят выше на величину ожидаемой осадки. Если возможны неравномерные осадки отдельных частей здания, то их строительный подъем принимается различным в зависимости от прогнозируемых осадок. Это решение оказывается особенно эффективным при строительстве на сильносжимаемых основаниях.

При строительстве высоких зданий с малоэтажными пристройками вследствие разной загруженности основания в несущих конструкциях перекрытий пристройки возможно образование дополнительных усилий (рис. 3.12, а). Устройство осадочного шва (рис. 3.12, б) между основной частью здания и пристройкой не всегда оказывается эффективным в результате образования крена в сторону более тяжелой части здания. Крен обусловлен неравномерным напряженным состоянием основания, вызывающим неравномерные осадки пристройки (чем ближе фундамент пристройки к основной части здания, тем больше осадка). Чтобы избежать этого неприятного явления, используют два решения. В первом — пристройку отрезают осадочным швом от основной части здания и устраивают разъединительный шпунт (рис. 3.12, в). Для того чтобы избежать перемещения шпунта и передачи нагрузки на основание пристройки, его

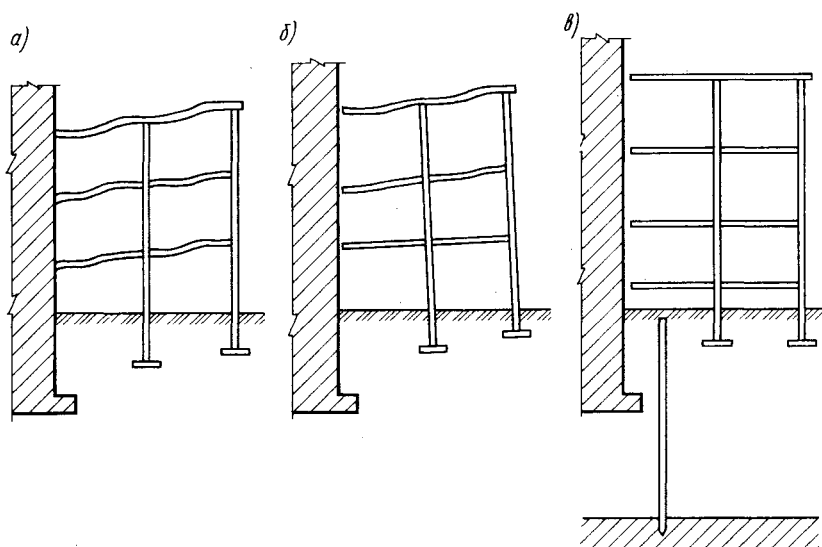


Рис. 3.12. Устройство малоэтажных пристроек около высоких зданий

забивают до более плотного слоя грунта. Если в основании отсутствует менее сжимаемый слой, то трение по шпунту снимают с помощью специальных смазок, тем самым предотвращая распространение напряжений в стороны и уменьшая неравномерную осадку пристройки.

Во втором решении торцовые стены пристроек возводят на консолях, выпущенных из несущих конструкций и фундаментов пристройки, а если возникает необходимость — и из стен и фундаментных конструкций многоэтажной части здания (рис. 3.13). Для

обеспечения работы консолей под ними создают воздушный зазор, величину которого назначают не менее ожидаемой осадки, чтобы исключить их контакт с грунтом. Длину консолей устанавливают, исходя из анализа совместной работы тяжелой части здания и пристройки после выявления напряженной зоны грунта, формируемой под основной частью здания, и ее влияния на соседний фундамент пристройки.

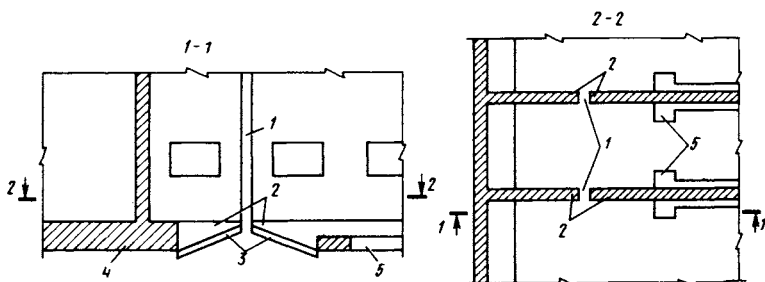


Рис. 3.13. Устройство консолей на участке с деформационным швом:
1 — осадочный шов; 2 — консоли; 3 — воздушные зазоры; 4 — фундамент тяжелой части здания; 5 — фундамент под стену примыкающей части здания

Использование мероприятий, направленных на снижение чувствительности несущих конструкций зданий и сооружений к неравномерным осадкам, часто оказывается экономически более выгодным, чем устройство специальных фундаментов, приводящих к уменьшению неравномерности осадок.

ГЛАВА 4

ПРОЕКТИРОВАНИЕ ОСНОВАНИЙ И ФУНДАМЕНТОВ ПО ПРЕДЕЛЬНЫМ СОСТОЯНИЯМ

4.1. Общие положения

Как уже отмечалось выше, основания и фундаменты зданий и сооружений должны быть надежными и экономичными. Чрезмерное повышение надежности фундаментов ведет к увеличению их размеров, а следовательно, и расхода материалов, т. е. вызывает ухудшение экономичности, выражающейся в основном в удорожании и увеличении объемов строительных работ. В свою очередь, стремление к повышению экономичности может привести к снижению надежности. Поэтому целью проектирования является выбор такого оптимального решения, которое позволило бы запроектировать надежную и экономичную конструкцию фундамента и его

основания. Найти такое решение позволяет принятая методика расчета по *предельным состояниям*.

В основу положено предположение о том, чтобы *усилия, напряжения деформации и перемещения, возникающие в основаниях и элементах конструкций фундаментов зданий и сооружений, были близки к установленным предельным значениям, но не превышали их*.

Чем ближе искомое расчетное значение к предельному, тем экономичнее будет проектируемый фундамент, а ограничение расчетных усилий и деформаций предельными значениями позволяет обеспечить необходимую надежность принятого конструктивного решения. Предельные состояния подразделяют на две группы.

Первая группа — по несущей способности. При расчете по этой группе предельных состояний должны быть исключены все возможные формы разрушений, которые могут произойти в результате потери прочности или устойчивости под действием силовых факторов, обусловливаемых в основном действующими нагрузками или в результате неблагоприятных (агрессивных) воздействий внешней среды.

Вторая группа — по деформациям. При расчетах по данной группе предельных состояний должны быть исключены факторы, затрудняющие нормальную эксплуатацию зданий и сооружений, вызываемых чрезмерными осадками, прогибами, выгибами, кренами, углами поворота, развитием трещин, а также амплитудами колебаний при динамических воздействиях.

Передача сооружениями нагрузки на грунты оснований через систему фундаментов может привести к развитию неравномерных осадок, что вызовет появление дополнительных усилий в конструкциях зданий. Эти усилия могут привести к образованию трещин, а в некоторых случаях — к авариям сооружений. Кроме того, в большинстве грунтов фундаменты достигают предельно допустимых осадок раньше, чем происходит потеря несущей способности основания. Поэтому *расчет оснований выполняют прежде всего по деформациям, т. е. по второй группе предельных состояний*.

При слабых грунтах может произойти и потеря устойчивости оснований фундаментов, поэтому в таких случаях необходимо производить *дополнительный расчет оснований и по первой группе предельных состояний*.

Целью расчета оснований и фундаментов по предельным состояниям должно быть назначение таких размеров и выбор такого конструктивного решения, чтобы в основаниях и элементах фундаментов не возникало ни одного предельного состояния.

4.2. Назначение глубины заложения фундаментов

Как уже отмечалось выше, назначение рациональной глубины заложения является одним из важных этапов проектирования фундаментов. Стоимость фундамента во многом определяется его глу-

биной заложения: чем выше располагается подошва фундаментов, тем меньше затраты на его устройство, так как в этом случае уменьшается объем земляных работ, а на возведение фундамента расходуется меньшее количество строительных материалов. Однако во многих случаях верхние пласты грунта имеют большую сжимаемость и низкую несущую способность, а также могут изменять свои физико-механические свойства в результате воздействия метеорологических факторов. Поэтому решение задачи о назначении глубины заложения фундамента следует начинать с выбора несущего слоя грунта, который совместно с подстилающими слоями обеспечит бы равномерное развитие осадки, не превышающее предельно допустимых значений, установленных нормами для данного типа здания или сооружения, как в период строительства, так и во время эксплуатации.

При решении этого вопроса учитывают следующие факторы: конструктивные и эксплуатационные особенности возводимых и соседних зданий и сооружений; инженерно-геологические условия района строительства; климатические условия в районе строительной площадки и их влияние на верхние слои грунта.

Окончательный выбор глубины заложения фундамента осуществляется на основе технико-экономического сравнения нескольких вариантов конструктивных решений. Для всех рассматриваемых вариантов определяется сметная стоимость, которая учитывает все расходы по возведению сооружения, включая различные стоимости: возведения надземных конструкций, армирования кладки, устройства осадочных швов, послеосадочный ремонт помещений, поднятия неравномерно осевших конструкций и т. п. Иногда учитывают экономическую целесообразность возведения фундаментов и всего здания в более сжатые сроки.

Следует отметить, что при назначении глубины заложения фундамента решается комплексная задача.

К конструктивным и эксплуатационным особенностям зданий и сооружений, влияющих на выбор глубины заложения фундамента, относится специфика общего конструктивного решения здания и его отдельных элементов, включая наличие подвальных помещений, приямков, более глубоких фундаментов под оборудование или утяжеленные части здания, примыкание фундаментов друг к другу в результате наличия ранее построенных или будущих сооружений, характера подземного хозяйства около возводимого объекта.

Соседние фундаменты, примыкающие друг к другу, закладываются, как правило, на одной отметке. Если разница во внешней нагрузке, действующей на соседние фундаменты, велика, тогда они могут иметь разную глубину заложения. В этом случае допускаемую разницу в отметках (рис. 4.1, а) определяют, исходя из условия

$$\Delta h \leq a (tg \varphi_1 + c_1/p), \quad (4.1)$$

где a — расстояние между фундаментами в свету; φ_1 и c_1 — расчет-

ные значения соответственно угла внутреннего трения и удельного сцепления грунта; p — среднее давление под подошвой вышерасположенного фундамента от расчетных нагрузок.

При использовании ленточных фундаментах делают уступы по их длине, высота которых должна быть в пределах 0,3...0,6 м (рис. 4.1, б).

Подошва фундамента должна обязательно располагаться ниже

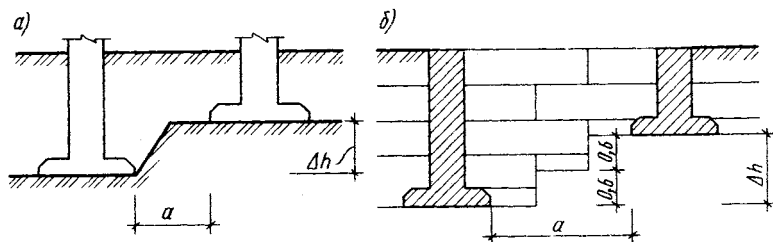


Рис. 4.1. Взаимное расположение фундамента с различной глубиной заложения

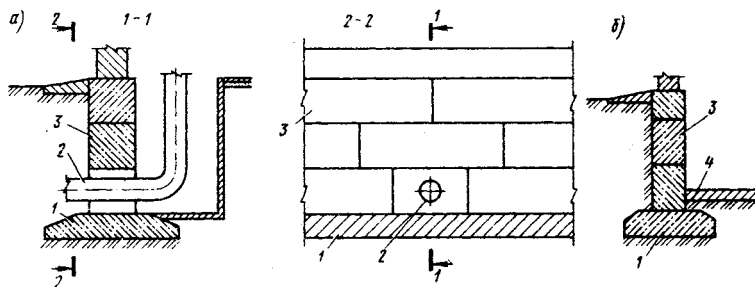


Рис. 4.2. Назначение глубины заложения фундамента:
1 — фундаментная плита; 2 — трубопровод; 3 — стеновые фундаментные блоки; 4 — пол подвала

ввода в здание необходимых коммуникаций, к которым относятся водопроводы, трубы канализации, теплоотводы и различные технологические трубопроводы (рис. 4.2, а). В случае выполнения этого условия трубы не испытывают дополнительного давления от фундамента. Не рекомендуется опирать фундаменты на насыпной грунт траншей, которые были вырыты для прокладки труб. Глубина заложения зависит и от наличия или отсутствия подвальных помещений (рис. 4.2, б).

В случае использования сборных фундаментах их глубина заложения дополнительно зависит от принятой конструкции и размещения фундаментных подушек и стеновых блоков, а монолитных — от прочности отдельных сечений фундамента и конструктивных требований.

При возведении фундаментов зданий и сооружений в водоемах или в непосредственной близости от них глубину заложения следует принимать с учетом возможности размыва грунта около фундаментов.

К особенностям сооружений, которые необходимо учитывать при назначении глубины заложения, относят: специфику и особенности нагрузок, передаваемых на основание, чувствительность конструкций к неравномерным осадкам, долговечность, которую определяют классом здания, его уникальностью, и другие факторы.

Следует учитывать, что конструктивными требованиями установлена минимальная глубина заложения не менее 0,5 м от спланированной поверхности земли.

В связи с тем что любая строительная площадка обладает специфическими условиями напластования грунтов, при назначении глубины заложения фундаментов помимо конструктивных и эксплуатационных особенностей зданий следует учитывать и инженерно-геологические условия района строительства, в частности особенности физико-механических свойств грунтов, слагающих основания, характер напластования, наличие выклинивающихся слоев, склонных к скольжению, карманов выветривания, карстовых полостей и др.

Индивидуальные особенности напластования грунтов строительной площадки часто затрудняют общую оценку инженерно-геологических условий как основного фактора, влияющего на назначение глубины заложения фундамента, поэтому для облегчения такой оценки все грунты условно разделяют на слабые и надежные.

Слабыми считают грунты, использование которых в качестве оснований не может обеспечить надежного существования проектируемого сооружения на этапе возведения или в стадии эксплуатации. *Надежными* называют грунты, которые обеспечивают нормальное функционирование здания на всех этапах его существования.

Следует заметить, что слабый или надежный грунт — понятия относительные, поскольку они тесно связаны с типом и особенностями возводимого здания. При возведении легких зданий или зданий, конструктивная схема которых допускает развитие значительных неравномерных осадок, даже основания, сложенные слабыми грунтами, могут считаться надежными. И наоборот, при проектировании тяжелых сооружений, эксплуатация которых всегда связана с большими осадками, или сооружений, не допускающих даже незначительного развития неравномерных осадок, грунты средней сжимаемости, которые могут успешно служить основаниями для обычных зданий, в данном случае приходится считать слабыми.

Деление грунтов на слабые и надежные позволяет условно группировать все возможные виды напластования грунтов строительной площадки по трем основным типам.

Тип 1. По всей толще основания залегают надежные грунты,

причем напластование грунтов может быть однородным или слоистым. Сжимаемость и сопротивление сдвигу грунтов подстилающих слоев не ниже вышележащих слоев грунта. Наиболее оптимальным решением в этом случае является назначение минимальной глубины заложения подошвы фундамента в зависимости от конструктивных особенностей здания и климатических воздействий (рис. 4.3, а). В некоторых случаях при больших нагрузках на фундамент и наличии очень плотного грунта, залегающего на некоторой глубине, более экономичным оказывается решение, когда фундамент опирают на этот более плотный слой грунта (рис. 4.3, б).

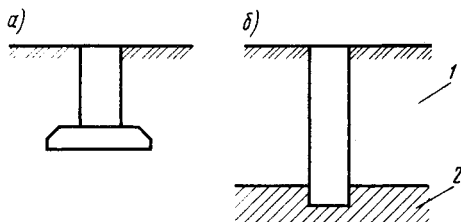


Рис. 4.3. Устройство фундаментов в надежных грунтах:

1 — надежный грунт; 2 — более плотный грунт

Тип 2. Начиная со спланированной поверхности земли до некоторой глубины залегает один или несколько слоев слабых грунтов, ниже которых залегают более плотные надежные грунты. В этом случае применяют несколько типов конструктивных решений. При небольшой глубине залегания слабых грунтов нагрузка от сооружения передается на слой надежных грунтов с прорезкой слабых слоев (рис. 4.4, а). При значительных нагрузках и высокоплотных слоях надежного грунта здания часто опирают на столбчатые фундаменты (рис. 4.4, б) или сваи (рис. 4.4, в). При возведении легких сооружений используют передачу нагрузки и на слабые грунты, применяя свайные фундаменты (рис. 4.4, г). Иногда слабые грунты при значительной толщине их напластования уплотняют или закреп-

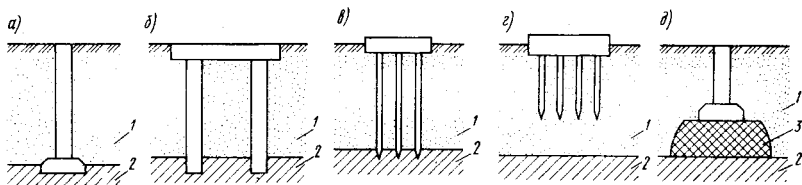


Рис. 4.4. Назначение глубины заложения фундаментов при напластованиях грунтов по типу 2:

1 — слабый грунт; 2 — надежный грунт; 3 — зона закрепления грунта

пляют с помощью специальных методов (рис. 4.4, д) или используют эти грунты в качестве оснований, уменьшив чувствительность несущих конструкций к неравномерным осадкам, повышая жесткость здания за счет применения сплошных фундаментов.

Тип 3. На некоторой глубине в толще слоистого основания

залегает один или несколько слоев слабого грунта. В этом случае слой слабого грунта закрепляют (рис. 4.5, а) или применяют фундаменты с уширенной подошвой, которая позволяет более интенсивно уменьшать давление по высоте основания, понижая его до минимально возможного значения в слое слабого грунта. Таким образом, верхний слой надежного грунта играет роль распределительной подушки (рис. 4.5, б). При напластовании грунтов по типу 3 используют решения с прорезанием верхнего слоя надежного и слабого грунта с передачей давления на плотный нижележащий слой, как это показано на рис. 4.4, а — в, при напластовании грунтов — по типу 2.

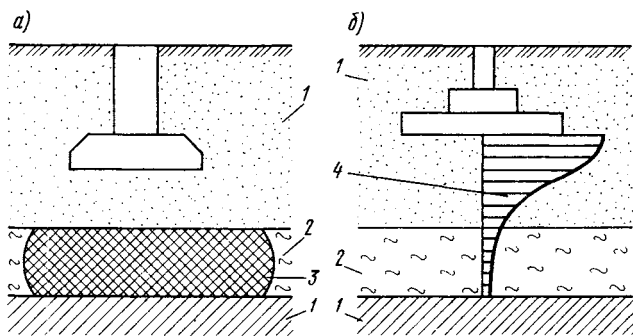


Рис. 4.5. Назначение глубины заложения фундаментов при напластовании грунтов по типу 3:
1 — надежный грунт; 2 — слабый грунт; 3 — зона закрепления; 4 — зона напряжений

Под влиянием климатических факторов, свойственных данному району строительства, грунты оснований способны менять свой объем в результате промерзания и оттаивания, высыхания и увлажнения. Наиболее опасным из вышеперечисленных факторов является промерзание грунта, которое вызывает увеличение объема грунта и приводит к образованию сил пучения. Силы морозного пучения в некоторых типах грунтов могут превысить давления под подошвой фундамента и служить причиной деформации зданий и сооружений. Не всем грунтам свойственно это явление, поэтому грунты делят на две основные категории — пучиноопасные и непучиноопасные. К пучиноопасным относят все пылевато-глинистые грунты, а также пылеватые и мелкие пески; к непучиноопасным — скальные породы, гравий, гальку, пески гравелистые, крупные и средней крупности.

Для развития сил пучения недостаточно влаги, которая содержится в грунте. В результате сложных физико-химических процессов, присущих грунтам, к фронту промерзания возможна миграция

воды из нижележащих водонасыщенных грунтов или водоносных горизонтов. Поступая по капиллярам, эта влага способствует развитию сил морозного пучения. Однако, если водоносный горизонт расположен более чем на 2 м ниже глубины промерзания, сил капиллярного поднятия недостаточно для поступления воды к фронту промерзания и некоторые виды пучиноопасных грунтов в данном случае становятся непучиноопасными.

При неблагоприятных условиях глубину заложения фундаментов отапливаемых зданий из условий недопущения развития сил морозного пучения назначают по данным табл. 4.1.

Таблица 4.1. Глубина заложения фундаментов в зависимости от расчетной глубины промерзания

Грунты	Глубина заложения фундаментов в зависимости от глубины расположения уровня подземных вод d_w при	
	$d_w \leq d_f + 2$	$d_w > d_f + 2$
Скальные, крупнообломочные с песчаным заполнителем, пески гравелистые, крупные и средней крупности	Не зависит от расчетной глубины промерзания	Не зависит от расчетной глубины промерзания
Пески мелкие и пылеватые, супеси, имеющие показатель текучести $I_L < 0$	Не менее d_f	То же
То же, при $I_L \geq 0$	То же	Не менее d_f
Суглинки, глины, крупнообломочные грунты с пылевато-глинистым заполнителем, имеющие показатель текучести грунта или заполнителя $I_L \geq 0,25$	»	То же
То же, при $I_L < 0,25$	»	Не менее $0,5d_f$

Расчетную глубину сезонного промерзания определяют по формуле

$$d_f = k_h d_{fn}, \quad (4.2)$$

где k_h — коэффициент влияния теплового режима здания, принимаемый для наружных фундаментов отапливаемых сооружений по табл. 4.2; для наружных и внутренних фундаментов неотапливаемых зданий $k_h = 1,1$, кроме районов с отрицательной среднегодовой температурой; d_{fn} — нормативная глубина промерзания.

Нормативную глубину промерзания определяют по карте СНиП 2.01.01 — 82 «Строительная климатология и геофизика» (рис. 4.6) или по формуле

$$d_{fn} = d_0 \sqrt{M_t}, \quad (4.3)$$

где d_0 — величина, принимаемая равной для суглинков и глин 0,23 м; супесей, мелких и пылеватых песков — 0,28 м; песков гравелистых, крупных и средней крупности — 0,30 м; крупнообломочных грунтов — 0,34 м; M_t — безразмерный коэффициент, равный сумме абсолютных значений среднемесячных отрицательных тем-

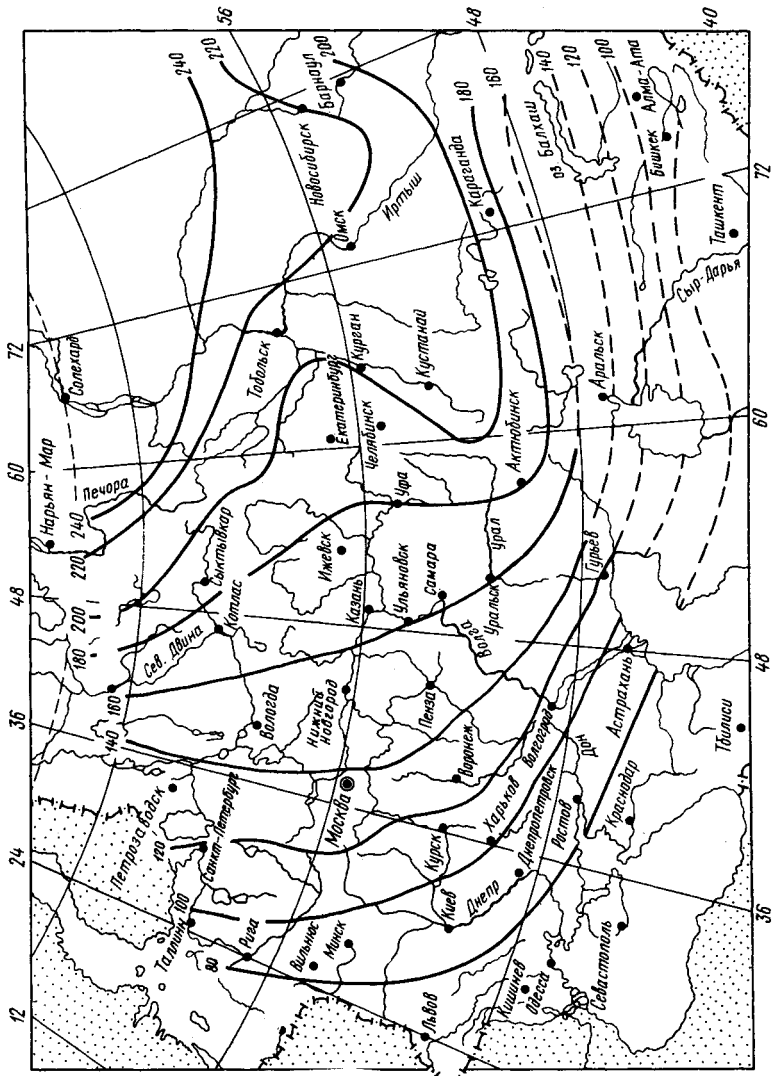


Рис. 4.6. Карта глубины промерзания глинистых и суглинистых грунтов (для песков и супесей значение глубины промерзания, указанное на карте, следует увеличить в 1,2 раза)

ператур в данном районе в течение зимнего периода, принимаемых по СНиПу, а при отсутствии в них данных для районов строительства — по результатам наблюдений гидрометеорологической станции, находящейся в аналогичных условиях.

Таблица 4.2. Значения коэффициента k_h в зависимости от конструктивных особенностей сооружения и расчетной температуры в помещениях

Конструктивные особенности сооружения	Значения k_h при расчетной среднесуточной температуре воздуха в помещении, примыкающем к наружным фундаментам, °С				
	0	5	10	15	20 и более
Без подвала с полами, устраиваемыми по грунту	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5
То же, на лагах по грунту	1,0	0,9	0,8	0,7	0,6
То же, по утепленному цокольному перекрытию	1,0	1,0	0,9	0,8	0,7
С подвалом или техническим подпольем	0,8	0,7	0,6	0,5	0,4

Если глубина заложения фундамента назначается независимо от расчетной глубины промерзания, требуется, чтобы соответствующие грунты, указанные в табл. 4.1, залегали до глубины не менее нормативной глубины промерзания.

Приведенные в табл. 4.2 значения k_h допускается применять для расчета фундаментов, у которых расстояние от края фундамента до внешней грани стены $a_f < 0,5$ м. Если это расстояние составляет 1,5 м и более, то k_h увеличивается на 0,1, но не более чем до $k_h = 1$, при промежуточном значении вылета внешней грани фундамента k_h находят с помощью интерполяции.

К помещениям, которые примыкают к наружным фундаментам, относят технические подполья, подвалы, а при их отсутствии — помещения первого этажа.

Если среднесуточная температура имеет промежуточное значение, то k_h принимают с округлением до ближайшего меньшего значения, указанного в табл. 4.2.

Глубину заложения внутренних фундаментов отапливаемых зданий принимают без учета промерзания, но не менее 0,5 м. В период возведения необходимо предусматривать мероприятия по устранению промерзания основания в зимний период до включения отопления. Это достигается за счет утепления грунта верхнего слоя или утепления подвалов, включая и лестничные клетки.

Если в здании предусматриваются холодные подвалы и технические подполья, то глубину заложения принимают в соответствии с данными табл. 4.1 от пола подвала или технического подполья. Аналогично поступают и при назначении глубины заложения фундамента неотапливаемого здания, имеющего подвал или подполье.

В районах, которые имеют отрицательную среднегодовую температуру, глубину промерзания грунта определяют в результате

теплотехнического расчета по данным СНиПа по проектированию оснований и фундаментов на вечномерзлых грунтах.

В случаях применения постоянной теплозащиты основания, а также если технологический режим возводимого здания оказывает существенное влияние на промерзание грунтов (котельные, холодильники и т. п.), расчетную глубину промерзания также определяют по результатам теплотехнического расчета.

При строительстве в южных районах, где существует возможность чередования длительных засушливых и дождливых периодов года, возникает необходимость назначения такой глубины заложения подошвы фундамента, которая бы исключила вредные последствия указанных явлений.

В процессе строительства и эксплуатации зданий и сооружений следует учитывать возможность изменения глубины промерзания, пучения или усадки в результате специфики застройки данной территории.

4.3. Нагрузки на основания и расчетные коэффициенты

Нагрузки, на которые производится расчет оснований и фундаментов зданий и сооружений, необходимо устанавливать, исходя из результатов расчета, учитывающего совместную работу сооружения и основания. Нагрузки на основания можно определить и без учета их перераспределения несущими конструкциями здания в следующих случаях: при возведении зданий и сооружений, относящихся к III классу долговечности; при расчете общей устойчивости грунтового массива совместно с возводимым зданием; при определении средних значений деформаций основания, если расчет деформаций выполняется в стадии привязки типового проекта к местным грунтовым условиям района строительства.

Нагрузки, учитываемые при расчетах оснований и фундаментов, подразделяют на *постоянные, временные длительно действующие, кратковременные и особые.*

Постоянные нагрузки действуют в течение всего времени эксплуатации, а временные — в отдельные периоды и могут иногда полностью прекращать свое действие.

К постоянным нагрузкам относят собственный вес конструкций и их элементов, а также вес и давление грунтов. Постоянные нагрузки определяют по проектным данным на основании геометрических размеров и удельного веса материалов, из которых они изготовлены. К временным длительно действующим нагрузкам относят вес временных перегородок, вес различного стационарного оборудования; давление газов и жидкостей, нагрузку от складываемых материалов, температурные технологические воздействия, воздействия неравномерных осадок основания без изменения структуры грунта, температурные климатические воздействия и воздействия от

усадки и ползучести. К кратковременным нагрузкам относят вес людей, ремонтных материалов, нагрузки, образующиеся при изготовлении и возведении строительных конструкций, нагрузки от подвижного подъемно-транспортного оборудования, нагрузки на перекрытия жилых и общественных зданий, снеговые и ветровые нагрузки. Следует заметить, что при расчете оснований по несущей способности нагрузки на перекрытия и снеговая считаются кратковременными, а при расчете по деформациям — длительными. К особым нагрузкам относят сейсмические и взрывные воздействия, а также нагрузки, вызываемые резкими нарушениями технологического процесса в результате временной неисправности или поломки оборудования, и, наконец, воздействия от неравномерных осадок, сопровождающиеся изменениями структуры грунта. При расчетах оснований следует учитывать нагрузки от складываемого материала и оборудования, размещаемого около фундаментов в процессе строительства.

Различают два типа нагрузок — *нормативные и расчетные*. Нормативные определяют по нагрузкам и воздействиям согласно СНиПу. Расчетную нагрузку получают умножением нормативного значения на коэффициент надежности по нагрузке.

При проектировании по предельным состояниям экономичность и надежность, несущая способность и нормальная эксплуатация обеспечиваются расчетными коэффициентами, которые позволяют раздельно учесть особенности физико-механических свойств грунтов оснований, специфику действующих нагрузок, ответственности и особенности конструктивных схем зданий и сооружений.

Коэффициент надежности по нагрузке γ_f учитывает возможность случайного отклонения (в сторону увеличения) внешних нагрузок в реальных условиях от нагрузок, принятых в проекте.

В расчетах по второй группе предельных состояний (по деформациям) $\gamma_f = 1$.

При расчетах по первой группе $\gamma_f = 1,1 \dots 1,3$ — для постоянных нагрузок; $\gamma_f = 1,1 \dots 1,4$ — для временных. Для грунтов в природном залегании $\gamma_f = 1,1$, насыпных — $\gamma_f = 1,15$.

Проектирование многоэтажных зданий требует учета малой вероятности одновременного загрождения всех междуэтажных перекрытий временной нагрузкой. Для этого вводят понижающий коэффициент ψ . Для квартир жилых зданий, спальных комнат общежитий, домов отдыха, санаториев, больниц и служебных помещений административного и научно-технического персонала

$$\psi_{n1} = 0,4 + 0,6/\sqrt{nA/A_1}. \quad (4.4)$$

Для зрительных, читальных, спортивных, обеденных залов, выставочных, торговых, концертных и других аналогичных помещений:

$$\psi_{n2} = 0,5 + 0,5/\sqrt{nA/A_2}, \quad (4.5)$$

где n — количество этажей; A — площадь загрузки, $A_1 = 9 \text{ м}^2$, $A_2 = 36 \text{ м}^2$.

Все конструкции, в том числе фундаменты, а также их основания всегда рассчитывают на наиболее неблагоприятные комбинации нагрузок, которые дают максимальные усилия. Эти комбинации нагрузок называют сочетаниями нагрузок, которые подразделяют на основные и особые.

Основное сочетание состоит из постоянных, временных и кратковременных нагрузок, особые сочетания дополнительно включают в себя и особые нагрузки.

При определении расчетных сочетаний вероятность одновременного действия нескольких, различных по своему характеру нагрузок учитывают с помощью коэффициента сочетаний.

Если основное сочетание включает в себя только одну временную нагрузку, значение последней учитывается без снижения, а при двух или более их умножают на коэффициент $\psi_1 = 0,95$ (для длительных) и $\psi_2 = 0,9$ (для кратковременных). При расчете на особые сочетания длительные нагрузки умножают на коэффициент $\psi_1 = 0,95$, кратковременные — на $\psi_2 = 0,8$, кроме случаев, специально оговоренных нормами; особая нагрузка при этом не снижается.

Расчет оснований по деформациям и несущей способности должен производиться на основное сочетание нагрузок, а при наличии особых нагрузок несущую способность основания должны проверять дополнительно и на особое сочетание. Причем полезная нагрузка на перекрытия и снеговая, которые по данным Строительных норм могут быть длительными и кратковременными, при расчете оснований по деформациям считаются длительными, а по несущей способности — кратковременными.

Приведенные сочетания нагрузок отвечают условиям работы конструкций, которые находятся в пределах упругой стадии работы, т. е. в условиях, когда снятие внешней нагрузки приводит к полному восстановлению деформаций, что дает возможность использовать принцип независимости действия сил.

Для грунтов оснований указанные сочетания нагрузок применимы только в случае однократного, синхронного (одновременного) приложения всех нагрузок, действующих впоследствии постоянно. Это положение не всегда выполняется, так как временные нагрузки имеют тенденцию к колебаниям в сторону уменьшения или увеличения в процессе эксплуатации, а постоянные изменяются в процессе возведения здания.

Так как осадки грунтов оснований протекают во времени и складываются из упругих (восстанавливающихся) и остаточных, то при наличии перерывов в загрузении следует учитывать режим изменения нагрузки, определяя вклад предыдущего этапа нагружения в долю общей осадки, тем самым более полно отражая общую картину деформирования основания.

Определяя итоговую осадку, необходимо установить, какую до-

лю общей осадки вызывает постоянная нагрузка, а какую — временная, а также выяснить соотношение между ними, т. е. какая нагрузка будет преобладающей. Выявляя последовательность приложенных постоянных и временных нагрузок, а также длительность их действия, т. е. осуществляя дифференцированное назначение сочетания нагрузок с заранее заданным режимом изменения, можно более достоверно определять конечные значения осадок с учетом их неравномерности на различных этапах нагружения.

Коэффициенты надежности по грунту γ_g и материалу γ_m учитывают отклонение расчетных значений физико-механических характеристик грунтов или материалов, возможное в результате неоднородности или неточности определения в лабораторных или полевых условиях, случайных отклонениях при отборе проб или образцов. Методика определения коэффициента γ_g изложена в § 1.5.

Коэффициент надежности по назначению сооружения γ_n учитывает степень долговечности и капитальности проектируемого здания или сооружения, недостаточное соответствие расчетных схем реальным условиям работы оснований, фундаментов и всего здания в целом, а также погрешность, вносимую самой теорией предельных состояний.

Коэффициент условий работы γ_c учитывает благоприятные или неблагоприятные условия работы оснований, фундаментов и всего здания в целом, а в некоторых случаях и отдельных слоев грунта, которые могут оказать влияние на переход основания в предельное состояние, и некоторые другие факторы, не отраженные в расчетах.

4.4. Проектирование оснований по второй группе предельных состояний

Основной целью расчета оснований по второй группе предельных состояний (по деформациям) является ограничение перемещений фундаментов такими предельными значениями, которые гарантируют нормальную эксплуатацию и требуемую долговечность зданий и сооружений, исключая возможность проявления значительных неравномерностей осадок, связанных с появлением кренов, изменения проектных отметок и положений конструкций и их соединений.

Расчет оснований по деформациям предполагает, что прочность и трещиностойкость самих фундаментов и фундаментных конструкций должны быть проверены по результатам дополнительных расчетов.

Так как проектирование оснований начинают с назначения глубины заложения фундамента, то ограничение осадки последнего производят назначением определенных размеров подошвы, а ограничения возможных неравномерностей осадок часто добиваются за счет варьирования размерами подошвы, тем самым уменьшая или

увеличивая давление в грунте основания, что позволяет регулировать осадки отдельных фундаментов.

Расчет оснований по деформациям требует выполнения следующего условия:

$$s \leq s_u, \quad (4.6)$$

где s — деформация основания, определяемая по результатам совместной работы основания и сооружения; s_u — предельное значение совместной деформации основания и сооружения, устанавливаемое в соответствии с данными табл. 4.3.

Таблица 4.3. Предельные деформации основания

Тип сооружения	Предельные деформации основания		
	Относительная разность осадок $(\Delta s/L)_u$	Крен i_u	Средняя осадка s_u (в скобках указана максимальная осадка $s_{max u}$), см
1. Производственные и гражданские здания с полным каркасом: железобетонным металлическим	0,002	—	(8)
	0,004	—	(12)
	0,006	—	(15)
2. Гибкие здания и сооружения, в конструкциях которых не возникают усилия от неравномерных осадок	0,006	—	(15)
3. Многоэтажные бескаркасные здания с несущими стенами из: крупных панелей крупных блоков или кирпичной кладки без армирования то же, с устройством железобетонных поясов или армированием	0,0016	0,005	10
	0,002	0,005	10
	0,024	0,005	15
	—	0,004	20
4. Жесткие сооружения высотой до 100 м (кроме элеваторов и дымовых труб)	—	0,004	20

Если основания сооружений сложены горизонтальными, выдержанными по толщине слоями грунтов (уклоне не более 0,1), то предельные значения осадок допускается увеличивать на 20%.

Для сооружений со сплошными плитными фундаментами, типы которых перечислены в табл. 4.3 в позициях 1 — 3, предельные значения средних осадок допускается увеличивать в 1,5 раза.

В некоторых случаях на основании обобщения опыта проектирования, строительства и эксплуатации отдельных зданий допускается принимать предельные значения деформаций основания, несколько отличающиеся от приведенных в табл. 4.3.

Расчет осадок оснований под фундаментами зданий и сооружений выполняют методами, изложенными в курсе механики грунтов, учитывающими совместную работу основания с сооружением [левая часть формулы (4.6)]. Предельно допустимые деформации (правая часть) определяются в основном эксплуатационными требованиями, предъявляемыми к сооружению. Учет совместной работы

основания и сооружения выполняют, как правило, с помощью ЭВМ.

Расчет оснований по условию (4.6) является основным, причем чем ближе по значению друг к другу будут левая и правая части, тем экономичнее запроектировано основание. Для нахождения возможной неравномерности осадок в общем случае требуется определение осадки каждого фундамента здания или сооружения с учетом специфики грунтовых условий строительной площадки и совместной работы здания с его основанием. Такой расчет даже с применением ЭВМ часто оказывается очень трудоемким, поэтому для оценки возможной неравномерности осадок определяют абсолютную осадку отдельного, наиболее нагруженного фундамента s_{\max} и среднюю осадку сооружения \bar{s} , сравнивая их с предельно допустимыми, определяемыми по табл. 4.3.

$$s_{\max} \leq s_{\max \text{ доп}}; \bar{s} \leq \bar{s}_{\text{доп}}. \quad (4.7)$$

Средняя осадка сооружения

$$s = \frac{A_1 s_1 n_1 + A_2 s_2 n_2 + \dots + A_n s_n n_n}{A_1 n_1 + A_2 n_2 + \dots + A_n n_n}, \quad (4.8)$$

где A_1, A_2, \dots, A_n — площади однотипных фундаментов, имеющих приблизительно одинаковую осадку; s_1, s_2, \dots, s_n — осадки отдельных фундаментов; n_1, n_2, \dots, n_n — число однотипных фундаментов.

Такой метод позволяет ограничиваться определением осадки одного-двух наиболее нагруженных фундаментов и средней осадки здания, так как установлено, что неравномерность осадки функционально зависима от средней и абсолютной наибольшей осадки.

В настоящее время при определении деформаций оснований используют расчетные методы, основанные на линейных зависимостях между деформациями и напряжениями. Однако, как уже указывалось, данные зависимости справедливы лишь в пределах относительно небольших напряжений, поэтому по СНиПу рекомендуется ограничивать давление по подошве фундамента расчетным сопротивлением грунта основания:

$$p \leq R, \quad (4.9)$$

где p — среднее давление по подошве фундамента от основного сочетания расчетных нагрузок при расчете по второй группе предельных состояний; R — расчетное сопротивление грунта

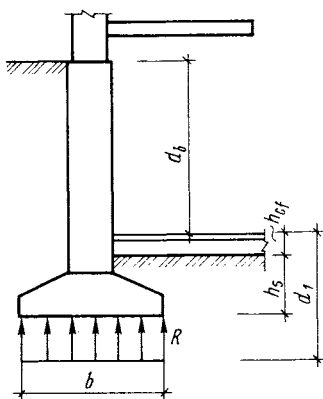


Рис. 4.7. Схема к определению расчетного сопротивления грунта основания

основания, соответствующее давлению, при котором зоны пластических деформаций грунта под подошвой фундамента незначительно нарушают линейную зависимость между деформациями и напряжениями для всего основания.

Расчетное сопротивление грунта основания под подошвой фундамента (рис. 4.7)

$$R = \frac{\gamma_{c1}\gamma_{c2}}{k} [M_\gamma k_z b \gamma_{\Pi} + M_q d_1 \gamma'_{\Pi} + (M_q - 1) d_b \gamma'_{\Pi} + M_c c_{\Pi}], \quad (4.10)$$

где γ_{c1} — коэффициент условий работы грунтов основания; γ_{c2} — то же, сооружения во взаимодействии с грунтами основания, принимаемые по табл. 4.4; k — коэффициент, принимаемый равным $k=1$, если характеристики φ_{Π} и c_{Π} определяются по данным непосредственных испытаний образцов грунта, и $k=1,1$, если они принимались по табличным данным СНиПа; M_γ , M_q и M_c — безразмерные коэффициенты, принимаемые по данным табл. 4.5 в зависимости от угла внутреннего трения φ_{Π} ; k_z — коэффициент, принимаемый равным $k_z=1$ при $b < 10$ м, $-k_z = z_0/b + 0,2$ при $b \geq 10$ м ($z_0 = 8$ м); b — ширина подошвы фундамента; γ_{Π} — осредненное расчетное значение удельного веса грунтов, расположенных ниже подошвы фундамента в пределах слоя толщиной $z_R = 0,5b$ при $b < 10$ м и $z_R = t + 0,1b$ при $b \geq 10$ м ($t = 4$ м) (при наличии подземных вод определяется с учетом взвешивающего действия воды)

$$\gamma_{\Pi} = \frac{\gamma_{\Pi 1} h_1 + \gamma_{\Pi 2} h_2 + \dots + \gamma_{\Pi n} h_n}{h_1 + h_2 + \dots + h_n}, \quad (4.11)$$

γ'_{Π} — то же, залегающих выше подошвы; d_1 — глубина заложения фундаментов от уровня планировки для бесподвальных зданий или приведенная глубина заложения наружных и внутренних фундаментов от пола подвала

$$d_1 = h_s + h_{cf} \gamma_{cf} / \gamma'_{\Pi}, \quad (4.12)$$

h_s — высота слоя грунта от подошвы фундамента до низа конструкции подвала; h_{cf} — толщина пола в подвале; γ_{cf} — расчетный удельный вес пола подвала; d_b — глубина подвала — расстояние от пола подвала до уровня планировки (для сооружений, имеющих ширину подвала $B \leq 20$ м и глубину более 2 м, $d_b = 2$ м, при ширине подвала $B > 20$ м $d_b = 0$); c_{Π} — расчетное значение удельного сцепления грунта несущего слоя, залегающего ниже подошвы фундамента.

Если для подвальной части здания в результате расчета окажется, что приведенная глубина заложения фундамента от пола подвала больше, чем глубина заложения фундамента до уровня планировки, т. е. $d_1 > d$, то в формуле (4.10) принимается $d_1 = d$, а $d_b = 0$.

Для зданий, имеющих гибкую конструктивную схему, $\gamma_{c2} = 1$. При промежуточных значениях соотношения L/H коэффициент

условий работы γ_{c2} определяют с помощью линейной интерполяции.

Сооружениями с жесткой конструктивной схемой считают сооружения, имеющие несущие и ограждающие конструкции, которые приспособлены для восприятия дополнительных усилий от деформаций основания.

Таблица 4.4. Значения коэффициентов γ_{c1} и γ_{c2}

Тип грунтовых условий	γ_{c1}	γ_{c2} для зданий с жесткой конструктивной схемой при соотношении длины сооружения или его отсека к высоте L/H , равного	
		4 и более	1,5 и менее
Грунты крупнообломочные с песчаным заполнителем и песчаные, кроме мелких и пылеватых	1,4	1,2	1,4
Пески мелкие	1,3	1,1	1,3
Пески пылеватые:			
маловлажные и влажные	1,25	1,0	1,2
насыщенные водой	1,1	1,0	1,2
Пылевато-глинистые, а также крупнообломочные грунты с пылевато-глинистым заполнителем, имеющие показатель текучести грунта или заполнителя:			
$I_L \leq 0,25$	1,25	1,0	1,1
$0,25 < I_L \leq 0,5$	1,2	1,0	1,1
$I_L > 0,5$	1,1	1,0	1,0

Таблица 4.5. Значения коэффициентов M_γ , M_q и M_c

$\varphi_{ш}$, град	M_γ	M_q	M_c	$\varphi_{ш}$, град	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	6,34	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

Приведенные в табл. 4.5 значения коэффициентов M_γ , M_q и M_c соответствуют развитию зон пластических деформаций под краями фундамента на глубину $0,25b$. При значениях коэффициентов условий работы (табл. 4.4) больше единицы происходит некоторое увеличение развития этих зон, однако, как показал опыт эксплуатации фундаментов зданий и сооружений, это не нарушает линейной зависимости между напряжениями и деформациями.

Таблица 4.6. Типы зданий и перечень грунтовых условий

Типы зданий	Перечень вариантов грунтовых условий
<p>Производственные здания</p> <p>Одноэтажные здания с несущими конструкциями, малочувствительными к неравномерным осадкам (стальной или железобетонный каркас на отдельных фундаментах при шарнирном опирании несущих конструкций кровли), и с мостовыми кранами грузоподъемностью до 50 т включительно</p> <p>Многоэтажные до 6 этажей с сеткой колонн не более 6×9 м</p> <p>Жилые и общественные здания</p> <p>Имеющие прямоугольную форму в плане без перепадов по высоте с полным каркасом и бескаркасные с несущими стенами из панелей, крупных блоков или кирпича: протяженные многосекционные до 9 этажей включительно башенного типа несблокированные высотой до 14 этажей включительно</p>	<ol style="list-style-type: none"> 1. Крупнообломочные грунты, имеющие содержание заполнителя не менее 40% 2. Пески любой крупности, за исключением пылеватых, плотные и средней плотности 3. Пески любой крупности, только плотные 4. Пески любой крупности, только средней плотности при коэффициенте пористости $e \leq 0,65$ 5. Супеси при $e \leq 0,65$, суглинки при $e \leq 0,85$, глины при $e \leq 0,95$, если диапазон изменения коэффициента пористости этих грунтов не превышает 0,2 6. Пески, кроме пылеватых, при $e \leq 0,7$ в сочетании с пылевато-глинистыми грунтами, моренного происхождения при $e < 0,5$ и $I_L < 0,5$, вне зависимости от порядка их залегания

Формулу (4.10)* допускается применять для фундаментов, имеющих любую форму в плане. Для подошвы фундамента в форме правильного многоугольника или круга $b = \sqrt{A}$.

Если конструкция фундамента улучшает условия его совместной работы с основанием, то расчетное сопротивление разрешается увеличивать при соответствующем обосновании. При расчете фундаментных плит, имеющих угловые вырезы, расчетное сопротивление грунта основания можно увеличить до 15%.

Расчетное сопротивление грунта основания допускается увеличивать в 1,2 раза, если оказывается, что вычисленные деформации основания составляют менее 40% от предельно допустимых, причем увеличенное давление по подошве фундамента не должно вызывать деформации основания свыше 50% предельно допустимых и не превышать значения предельно допустимого давления, полученного в результате расчета по первой группе предельных состояний.

Расчет деформаций оснований разрешается не производить, ограничиваясь выполнением условия (4.9), которое требует, чтобы давление по подошве фундамента не превышало расчетного сопротивления грунта основания, только при выполнении одного из следующих трех условий:

1. Степень изменчивости сжимаемости оснований меньше пре-

*Следует отметить, что формулы (2.18), (2.20) и (4.10) имеют единый физический смысл.

дельной. Степень изменчивости α_E определяют отношением наибольшего значения приведенного по глубине модуля деформации в пределах плана сооружения к его наименьшему значению, причем значение модуля получают как средневзвешенное (осредненное) с учетом изменения сжимаемости грунтов по глубине и в плане сооружения. В некоторых случаях предельное значение степени изменчивости определяют по средним осадкам.

2. Инженерно-геологические условия района строительства отвечают требованиям типового проекта.

3. Грунтовые условия района строительства здания или сооружения относятся к одному из шести вариантов, указанных в табл. 4.6.

Данными табл. 4.6 разрешается пользоваться для зданий, в которых площадь отдельных фундаментов под несущие конструкции отличается не более чем в 2 раза, а также и для других сооружений при аналогичных конструкциях и нагрузках.

При наличии в сжимаемой толще основания слабого (сильносжимаемого) грунта (рис. 4.8), прочность которого значительно меньше прочности вышележащих слоев, размер фундамента назначают таким, чтобы в слабом слое выполнялось условие

$$\sigma_{zp} + \sigma_{zg} \leq R_z, \quad (4.13)$$

где σ_{zp} — дополнительное вертикальное напряжение на глубине z от нагрузки на фундамент $\sigma_{zp} = \alpha(p - \sigma_{zg0})$ (σ_{zg0} — напряжения от собственного веса грунта в уровне подошвы фундамента); σ_{zg} — вертикальное напряжение на глубине z от подошвы фундамента от собственного веса грунта; R_z — расчетное сопротивление слабого грунта на глубине z , определяемого по формуле (4.10) для условного фундамента $ABCD$ (рис. 4.8) шириной b_z .

Характеристики, входящие в формулу (4.10), определяют для слоя слабого грунта. Ширину подошвы условного фундамента находят из выражения

$$b_z = \sqrt{A_z + a^2} - a; \quad (4.14)$$

$$A_z = N/\sigma_p; \quad a = (l - b)/2, \quad (4.15)$$

где N — вертикальная нагрузка на фундамент на уровне подошвы; l и b — соответственно длина и ширина фундамента.

Для ленточного фундамента $b_z = A_z/1$.

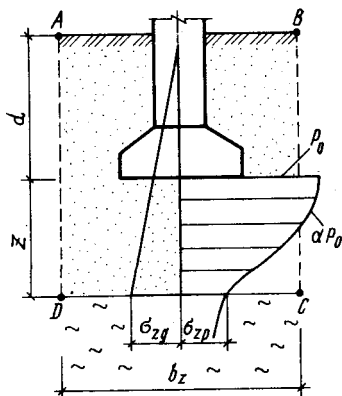


Рис. 4.8. Расчетная схема для проверки прочности слабого подстилающего слоя грунта

При использовании ленточных прерывистых фундаментов расчетное сопротивление грунта основания, вычисляемое по формуле (4.10), допускается увеличивать с учетом коэффициента k_d , принимаемого по данным табл. 4.7.

При промежуточных значениях e и I_L значение k_d определяют интерполяцией.

Таблица 4.7. Значение коэффициента k_d

Тип фундаментных плит	Значение k_d для песков (кроме рыхлых) и пылевато-глинистых грунтов соответственно при значениях коэффициента пористости и показателя текучести		
	$e \leq 0,5; I_L \leq 0$	$e = 0,6; I_L = 0,25$	$e \geq 0,7; I_L \geq 0,5$
Прямоугольные	1,3	1,15	1,0
С угловыми вырезами	1,3	1,15	1,15

4.5. Проектирование оснований по первой группе предельных состояний

Целью расчета оснований по первой группе предельных состояний (по несущей способности) является обеспечение необходимой прочности и устойчивости оснований, включая недопущение возможного сдвига фундамента по подошве и его опрокидывания.

Расчет по первой группе предельных состояний производят только в следующих случаях: при передаче на основание значительных горизонтальных нагрузок (подпорные стены, фундаменты распорных конструкций и др.), в том числе и сейсмических; на фундаментах действуют выдергивающие нагрузки; все здание или его отдельные фундаменты располагаются вблизи нисходящего откоса грунта; основание сложено скальными грунтами; основание сложено слабыми грунтами, в частности водонасыщенными заторфованными и пылевато-глинистыми, имеющими мягкопластичную и текучепластичную консистенцию.

Расчет оснований по несущей способности выполняют, проверяя условие

$$F \leq \gamma_c F_u / \gamma_n, \quad (4.16)$$

где F — расчетная нагрузка на основание от основного или особого сочетания нагрузок; γ_c — коэффициент условий работы, принимаемый для песков, кроме пылеватых, $\gamma_c = 1$, для пылевато-глинистых грунтов в стабилизированном состоянии, а также песков пылеватых — 0,9, для пылевато-глинистых в нестабилизированном состоянии — 0,85, для скальных грунтов: неветрелых и слабоведрелых — 1,0, ветрелых — 0,9, сильноветрелых — 0,8; F_u — сила предельного сопротивления основания; γ_n — коэффициент надежности по назначению сооружения, принимаемый равным 1,2; 1,15; 1,10 соответственно для сооружений I, II и III классов ответственности.

При наличии в основании фундамента скальных грунтов вертикальную составляющую силы предельного сопротивления основания определяют независимо от глубины заложения по формуле

$$N_u = R_c b' l', \quad (4.17)$$

где R_c — расчетная прочность скального грунта на одноосное сжатие, определяемое по лабораторным данным; b' и l' — приведенные ширина и длина прямоугольного фундамента

$$b' = b - 2e_b; \quad l' = l - 2e_l, \quad (4.18)$$

e_b и e_l — соответственно эксцентриситеты равнодействующей нагрузок, приложенной в направлении поперечной и продольной осей фундамента.

Для нескальных грунтов в стабилизированном состоянии силу предельного сопротивления основания определяют, исходя из условия, что соотношения между нормальными и касательными напряжениями по поверхностям скольжения подчиняются зависимости

$$\tau = \sigma \operatorname{tg} \varphi_1 + c_1, \quad (4.19)$$

где φ_1 и c_1 — соответственно расчетные значения угла внутреннего трения и удельного сцепления грунта, определяемые по методике, изложенной в § 1.3, в результате лабораторных испытаний.

Чаще всего потеря устойчивости происходит при наличии в основании, сложенном медленно уплотняющимися водонасыщенными пылевато-глинистыми и биогенными грунтами при степени влажности $S_r \geq 0,65$ и коэффициенте консолидации $c_v \leq 10^{-7}$ см²/год. Это объясняется тем, что не все давление, действующее в грунте, передается на его скелет. Значительная часть давления передается на поровую воду, которая в результате консолидации отжимается из рабочей зоны основания, ухудшая в целом работу грунтов. В этом случае соотношение между касательными и нормальными напряжениями

$$\tau = (\sigma - u) \operatorname{tg} \varphi_1 + c_1, \quad (4.20)$$

где u — избыточное давление в поровой воде, определяемое методами фильтрационной консолидации; φ_1 и c_1 — соответствуют стабилизированному состоянию грунтов основания.

При высоких темпах строительства или нагружения зданий эксплуатационной нагрузкой, отсутствии в основании дренирующих устройств или дренирующих слоев грунта допускается с целью повышения запаса надежности принимать $u = \sigma$ или считать φ_1 и c_1 соответствующими нестабилизированному состоянию грунтов основания.

Аналогично выражению (2.21) вертикальную составляющую силы предельного сопротивления грунта основания из нескальных грунтов в стабилизированном состоянии для фундамента, имеющего плоскую подошву (рис. 4.9), определяют по формуле (4.21). Ее

рекомендуется использовать, если грунты основания ниже подошвы однородны до глубины не менее чем ее ширина, в случае различной вертикальной пригрузки с разных сторон фундамента (рис. 4.9, а), причем интенсивность большей из них не должна превышать 0,5R (половины расчетного сопротивления грунта основания).

$$N_u = b'l'(N_v \xi_v, b'\gamma_1 + N_q \xi_q \gamma'_1 d + N_c \xi_c c_1), \quad (4.21)$$

где b' и l' — то же, что и в формуле (4.17), причем b' — сторона фундамента, в направлении которой возможна потеря устойчивости основания; N_v , N_q и N_c — безразмерные коэффициенты, определяе-

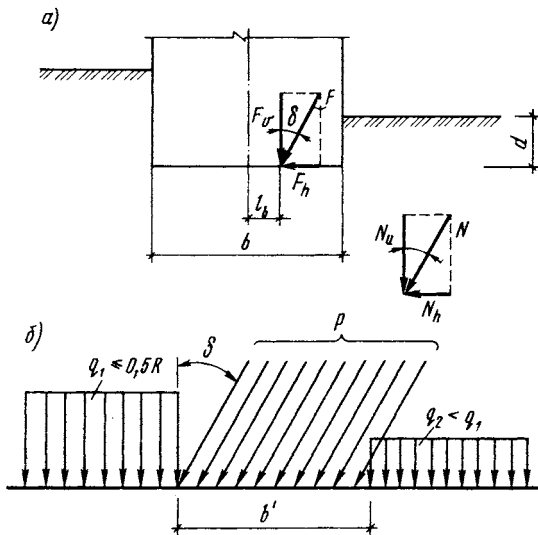


Рис. 4.9. Схема к расчету оснований по несущей способности

мые по табличным данным СНиП 2.02.01 — 83 в зависимости от угла внутреннего трения φ_1 и угла наклона к вертикали δ равнодействующей внешней нагрузки F в уровне подошвы фундамента; γ_1 и γ'_1 — расчетный удельный вес грунтов, залегающих в пределах призмы выщипания соответственно ниже и выше подошвы фундамента (при наличии подземных вод учитывается взвешивающее действие воды); d — глубина заложения фундамента, причем при неодинаковой вертикальной пригрузке с разных сторон фундамента значение d принимают соответствующим наименьшей пригрузке, например со стороны подвала; ξ_v , ξ_q и ξ_c — коэффициенты формы фундамента

$$\xi_v = 1 - 0,25/\eta; \quad \xi_q = 1 + 1,5/\eta; \quad \xi_c = 1 + 0,3/\eta; \quad (4.22)$$

$\eta = l/b$, l и b — соответственно длина и ширина подошвы фундамента, в случае внецентренного действия нагрузки их принимают равными приведенным значениям $l = l'$ и $b = b'$, определяемым по формулам (4.18).

Если $\eta < 1$, значение η в формулах (4.22) следует принимать равным 1.

Угол наклона к вертикали равнодействующей нагрузки, прикладываемой к основанию (рис. 4.9, б), определяют из соотношения

$$\operatorname{tg} \delta = F_h/F_v, \quad (4.23)$$

где F_h и F_v — соответственно горизонтальная и вертикальная составляющие нагрузки, действующей на основание в уровне подошвы фундамента.

Расчет оснований по формуле (4.21) разрешается производить только при выполнении условия:

$$\operatorname{tg} \delta < \sin \varphi_1. \quad (4.24)$$

Если оно не выполняется, следует производить расчет фундамента на сдвиг по его подошве. Кроме того, следует заметить, что в случае неодинаковой пригрузки по разные стороны от фундамента в составе горизонтальных нагрузок следует учитывать активное давление грунта.

Расчет оснований, сложенных медленно уплотняющимися водонасыщенными пылевато-глинистыми биогенными грунтами по первой группе предельных состояний, выполняют несколько иначе.

Вертикальную составляющую силы предельного сопротивления основания ленточного фундамента в данном случае находят по формуле

$$n_v = b' [q + (1 + \pi - \alpha + \cos \alpha) c_1], \quad (4.25)$$

где b' — то же, что и в формуле (4.17); q — пригрузка со стороны фундамента, в направлении которой действует горизонтальная составляющая нагрузки; $\pi = 3,14$; c_1 — удельное сцепление грунта; α — угол, вычисляемый по формуле

$$\alpha = \arcsin (f_h/b'c_1), \quad (4.26)$$

f_h — горизонтальная составляющая расчетной внешней нагрузки на 1 м длины фундамента, вычисляемая с учетом активного давления грунта.

При использовании формулы (4.25) должно выполняться условие

$$f_h \leq b'c_1. \quad (4.27)$$

Помимо выполнения этого условия необходимо, чтобы слой однородного грунта залегал до глубины не менее чем $0,75b$.

При расчетах прямоугольного фундамента (при наличии аналогичных грунтовых условий) с соотношением сторон $l \leq 3b$ в условиях

действия вертикальной нагрузки силу предельного сопротивления грунта основания допускается находить по формуле (4.21), полагая, что $\varphi_1 = 0$, а $\xi_c = 1 + 0,11/\eta$. Кроме того, во всех случаях, если на фундамент, расположенный на грунтах в нестабилизированном состоянии, действуют горизонтальные нагрузки, требуется проверка его устойчивости на сдвиг по подошве.

4.6. Комплексная взаимозависимость факторов и последовательность при проектировании оснований и фундаментов

Как уже отмечалось выше, задача проектирования и устройства оснований и фундаментов дополнительно осложняется необходимостью учета различных факторов, которые могут оказать решающее влияние при возведении и эксплуатации фундаментных конструкций зданий и сооружений в современном градостроительстве. Это требует комплексного подхода к оценке характера работы грунтов основания и выбора рационального типа фундамента на базе совместного рассмотрения следующих условий: 1) характера возводимого здания и сооружения и чувствительности его конструкций к неравномерным осадкам; 2) особенностей инженерно-геологических, гидрогеологических и климатических условий строительной площадки; 3) способа выполнения работ по устройству оснований и фундаментов с целью сохранения природной структуры грунтов.

При проектировании оснований и фундаментов возможно несколько решений, поэтому выбор окончательного рационального конструктивного варианта осуществляется на основании технико-экономического сравнения нескольких вариантов фундаментов. Такое сравнение обычно осуществляют для нескольких фундаментов здания, находящихся в наиболее сложных условиях (наибольшее нагружение, неблагоприятные условия работы основания и др.). Далее производят расчет отдельных фундаментов с назначением таких оптимальных размеров, которые могли бы обеспечить осадки, не превышающие предельно допустимых, установленных для данного типа здания, а грунты оснований обладали бы необходимой устойчивостью, а сам фундамент — требуемой прочностью.

После получения возможных неравномерных осадок необходимо оценить их влияние на эксплуатацию возводимого сооружения, а также воздействие конструктивной схемы здания на развитие осадок в результате перераспределения усилий, т. е. учесть совместную работу здания с грунтовым основанием. Кроме того, следует учитывать, что неравномерности осадок зависят не только от инженерно-геологических условий строительной площадки и характера нагрузки на фундаменты, определяемого конструктивной схемой здания, но и способов разработки котлована и выполнения других строительных работ при устройстве фундаментов. Неправильное выполнение этих работ может вызвать нарушение природ-

ной структуры грунтов и привести к дополнительным осадкам расструктурирования.

Следовательно, при проектировании фундаментов необходимо обособленно решать вопрос о способах их устройства, обуславливающих сохранение природной структуры грунтов в процессе строительства. Однако в некоторых случаях при возведении сооружений, малочувствительных к неравномерным осадкам, можно не прибегать к специальным мероприятиям, обеспечивающим сохранение структуры, так как неравномерные осадки не окажут существенного влияния на эксплуатационную пригодность таких зданий, что может существенно удешевить строительство.

Комплексный подход с учетом трех вышеперечисленных факторов существенно усложнил бы изложение материала отдельных разделов курса, поэтому в последующих главах вопросы проектирования и устройства оснований и фундаментов рассматриваются в большинстве случаев раздельно, без учета комплексности задачи, и только в отдельных параграфах обращается внимание на взаимную зависимость определенных факторов.

При проектировании оснований и фундаментов комплексность решения задачи, учитываемая действующими Строительными нормами и правилами, требует выполнения нескольких, подчас не связанных друг с другом расчетов. Если окажется, что хотя бы одно из условий СНиП 2.02.01 — 83 не выполнено, приходится прибегать к иному конструктивному решению, варьируя, как правило, глубину заложения или размеры подошвы фундамента, и проводить повторные расчеты, причем для этой цели часто используют современные ЭВМ.

Последовательность проектирования оснований и фундаментов можно представить с помощью следующего алгоритма, который может быть реализован на ЭВМ.

1. Ввод информации о грунтовых условиях строительной площадки и характеристика возводимого сооружения.

2. Определение постоянных и временных нагрузок (F , q), действующих на фундамент.

3. Оценка инженерно-геологических условий строительной площадки и выбор рационального типа фундамента.

4. Определение исходных расчетных характеристик грунтов основания, необходимых для проектирования оснований по первой и второй группам предельных состояний (φ_1 , φ_{II} , c_1 , c_{II} и т. д.).

5. Назначение глубины заложения фундамента d .

6. Выбор основных размеров фундамента, включая размеры его подошвы (b , l).

7. Проверка основного условия второй группы предельных состояний по СНиП 2.02.01 — 83, ограничивающего интенсивность среднего давления по подошве фундамента ($p \leq R$):

если условие выполняется, то переход к п.8;

если нет, то переход к п.6.

8. Проверка условия, есть ли в основании фундамента слой слабого грунта:

если есть, то переход к п. 9;

если нет — к п. 10.

9. Проверка условия ($\sigma_{zp} + \sigma_{zq} \leq R_z$):

если условие выполняется, переход к п. 10;

если нет — к п. 6.

10. Проверка условия, есть ли необходимость выполнения расчета осадок:

если есть, то переход к п. 11;

если нет — к п. 14.

11. Выбор метода расчета осадок основания.

12. Расчет осадки (s).

13. Проверка выполнения основного условия второй группы предельных состояний, ограничивающего значение рассчитанной осадки предельно допустимым ($s \leq s_u$):

если условие выполняется, то переход к п. 14;

если нет — к п. 6.

14. Проверка условий о необходимости расчета основания по первой группе предельных состояний:

если расчет требуется, то переход к п. 15;

если нет — к п. 16.

15. Проверка несущей способности основания по первой группе предельных состояний $F \leq \gamma_c F_{ul} \gamma_n$:

если условие выполняется, то переход к п. 16;

если нет — к п. 6.

16. Расчет фундамента по первой и второй группам предельных состояний.

17. Вывод основных данных и печать результатов расчета.

18. Конец расчета.

Блок-схема алгоритма показана на рис. 4.10. Следует также заметить, что расчет оснований и фундаментов с помощью ЭВМ требует предварительной организации необходимых банков данных (массивов информации), хранящихся на магнитных носителях (лентах или дисках), о классификационных характеристиках грунтов оснований, требуемой нормативной информации, включенной в действующие СНиПы, а также справочной информации о конструктивных решениях, применяемых в современном фундаментостроении, включая и основные типоразмеры используемых элементов сборных конструкций.

Контрольные вопросы к разделу I

1. Что называется основаниями и фундаментами и по каким признакам они классифицируются?

2. Назовите основные показатели физического состояния грунтов строительной площадки и методы их определения.

3. Приведите основные механические характеристики грунтов оснований и методы их определения.

4. Почему для определения физико-механических характеристик грунтов оснований прибегают к статистической обработке результатов испытаний? Каково назначение коэффициента надежности по грунту?

5. Укажите особенности работы грунтов в основаниях фундаментов сооружений.

6. Охарактеризуйте фазы напряженного состояния грунтов, находящихся под действием внешней нагрузки.

7. Охарактеризуйте расчетную модель оснований, которая используется при проектировании фундаментов.

8. Как найти вертикальные напряжения в основании при действии внешних нагрузок?

9. Покажите эпюры распределения вертикальных и горизонтальных напряжений в толще основания при действии вертикальной полосовой нагрузки.

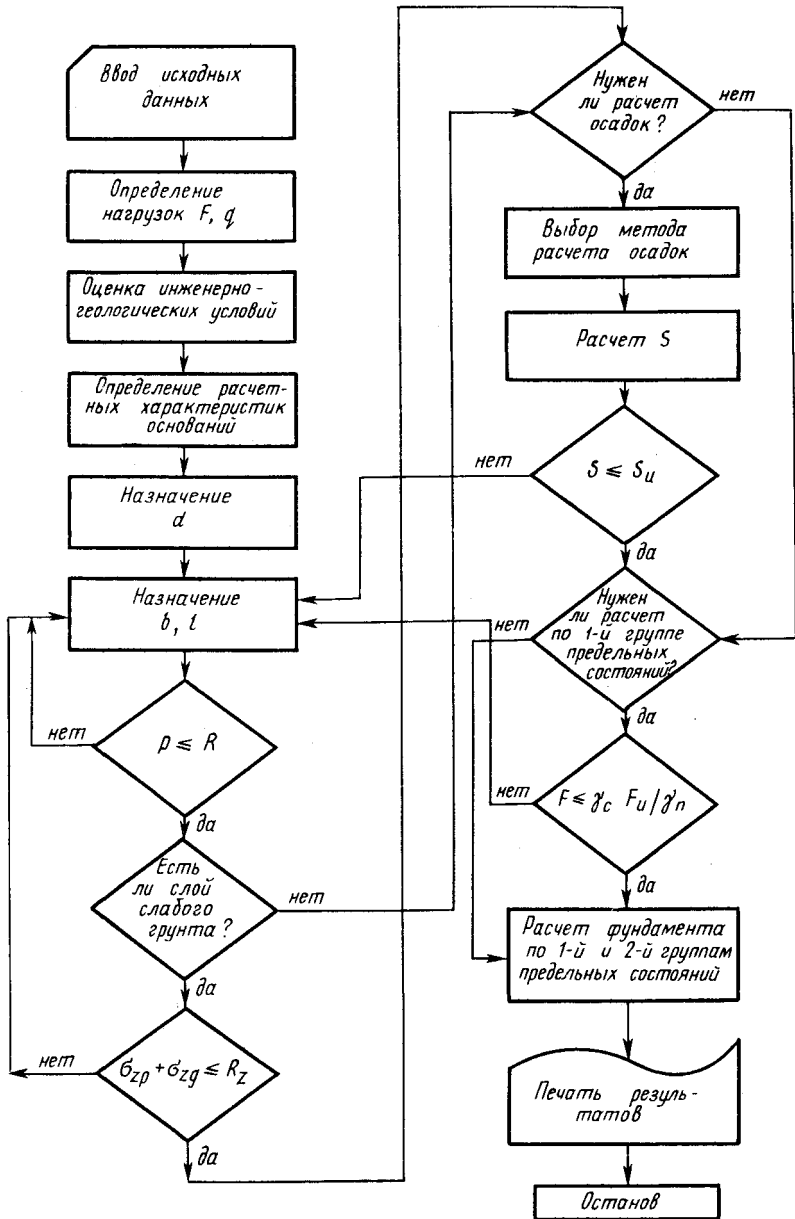


Рис. 4.10. Блок-схема расчета оснований и фундаментов

10. Покажите эпюры контактных давлений по подошве жесткого штампа в случае центрального и внецентренного действия нагрузки.

11. Как влияет интенсивность внешней нагрузки на распределение контактных давлений по подошве фундаментов?

12. Дайте определение предельного равновесия грунта.

13. Как найти предельное давление на грунт основания, соответствующее работе грунта в условиях линейного деформирования?

14. Как найти предельное давление, соответствующее потере устойчивости основания?

15. Как классифицируются здания и сооружения по жесткости и какова чувствительность зданий с различной жесткостью к неравномерным осадкам?

16. Назовите основные виды деформаций зданий и сооружений, возможные в результате неравномерных осадок. Почему Строительные нормы ограничивают их значение?

17. Назовите причины, вызывающие возможность появления неравномерных осадок в сооружениях.

18. Охарактеризуйте основные конструктивные мероприятия по уменьшению влияния неравномерных осадок.

19. Как назначается глубина заложения фундамента и какие факторы необходимо при этом учитывать?

20. Объясните цель и сущность расчета оснований и фундаментов по предельным состояниям.

21. Назовите и перечислите группы предельных состояний.

22. Какая группа считается основной при расчете оснований и почему?

23. Объясните сущность расчетных коэффициентов, используемых в расчетах по предельным состояниям, и перечислите их.

24. Назовите цель расчета оснований по второй группе предельных состояний. Как определяется расчетное сопротивление грунта основания и какова физическая сущность этой величины?

25. Какова цель расчета по первой группе предельных состояний и как определить силу предельного сопротивления грунтов оснований?

26. В чем заключается комплексность задачи проектирования и устройства оснований и фундаментов?

27. Какова последовательность проектирования оснований и фундаментов?

РАЗДЕЛ II

ФУНДАМЕНТЫ, ВОЗВОДИМЫЕ В ОТКРЫТЫХ КОТЛОВАНАХ

ГЛАВА 5

ВИДЫ ФУНДАМЕНТОВ И МЕТОДЫ ИХ РАСЧЕТА

5.1. Классификация фундаментов, возводимых в открытых котлованах

В условиях современного строительства достаточно большое количество фундаментов устраивают в предварительно вырытых открытых котлованах.

Существует несколько признаков, по которым классифицируют фундаменты, возводимые в открытых котлованах.

По материалу, из которого они изготовлены, фундаменты бывают бетонные, бутобетонные, из каменной или бутовой кладки и железобетонные. В некоторых, достаточно редких случаях в качестве материала фундаментов используют дерево (в водонасыщенных грунтах или при возведении временных сооружений) или металл (для сборно-разборных сооружений).

По условиям изготовления различают фундаменты монолитные, возводимые непосредственно на месте строительства, и сборные, монтируемые из отдельных, заранее изготовленных элементов. Последний тип фундаментов получил наибольшее распространение, так как он обеспечивает максимальное снижение трудозатрат и существенно сокращает сроки строительства.

Конструкция фундамента и материал, из которого он изготовлен, должны обеспечивать необходимую прочность, морозостойкость и сопротивляться набуханию, поскольку на подземные конструкции помимо внешних нагрузок вредное влияние оказывают подземные воды. Этим требованиям в наибольшей степени соответствует бетон, а иногда с целью уменьшения расхода цемента используют бутобетон. Существует номенклатура сборных блоков для фундаментов, выполняемых из бетона и бутобетона (сплошные и пустотелые фундаментные, стенные блоки и блоки-подушки небольшой ширины).

Фундаменты из каменной и бутовой кладки в настоящее время используют довольно редко, так как они требуют очень больших трудозатрат.

Наиболее широко распространенным материалом для устройства

фундаментов является железобетон, который используют для возведения различных типов фундаментов, как в монолитном, так и сборном варианте, поскольку он обладает требуемой морозостойкостью и водонепроницаемостью (при определенной плотности). Промышленность строительных материалов выпускает широкую номенклатуру сборных конструкций, используя которые можно монтировать фундаменты различных конструктивных решений, удовлетворяющих практически всем запросам промышленного строительства.

Монолитные фундаменты применяют реже, чем сборные, однако они могут оказаться целесообразными при отказе от использования опалубки, т. е. при бетонировании в распор со стенами котлованов и траншей, особенно если последние получены в результате бурения скважин или предварительным вытрамбовыванием ложа.

По условиям работы фундаменты подразделяют на жесткие, воспринимающие в основном сжимающие усилия, и гибкие, при работе которых образуются деформации изгиба, влияющие на распределение давления по подошве.

По форме фундаменты можно отнести к следующим основным типам: ленточные, отдельные, сплошные и массивные.

Ленточные фундаменты чаще всего выполняют под стены зданий (рис. 5.1, а), иногда для придания большей жесткости и обеспечения выравнивания осадки сооружения используют ленточные фундаменты под колонны в виде одиночных (рис. 5.1, б) или перекрестных (рис. 5.1, в) лент. Уменьшения давления по подошве фундаментов данного типа можно добиться только за счет увеличения размеров в поперечном направлении.

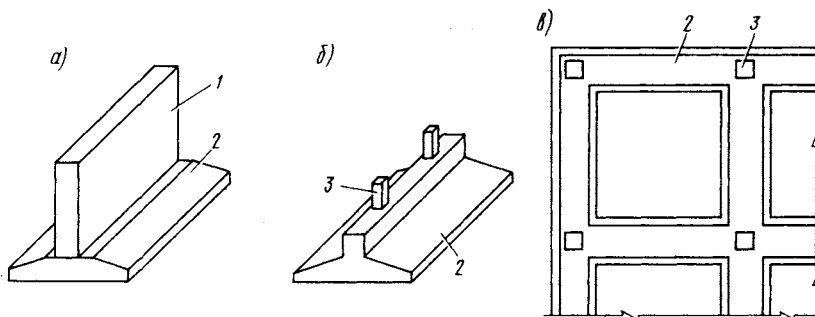


Рис. 5.1. Ленточные фундаменты:
1 — стена; 2 — фундаментная подушка; 3 — колонна

Отдельные фундаменты обычно устраивают под колонны каркасных зданий (рис. 5.2), иногда отдельные фундаменты применяют и под стены бескаркасных сооружений (столбчатые фундаменты),

если в основании залегают надежные грунты и нагрузка на фундаменты невелика (рис. 5.3). Отдельные фундаменты под колонны используют в случаях, когда неравномерности осадок не превышают предельно допустимых значений, поскольку такие фундаменты не оказывают существенного влияния на жесткость зданий и неспособны выравнять осадки. Изменять давление в основании этих фундаментов можно, варьируя длину и ширину подошвы.

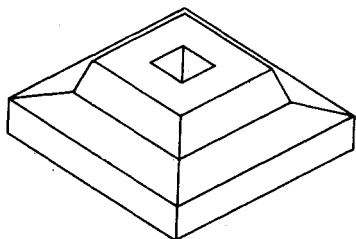


Рис. 5.2. Отдельный фундамент под колонну

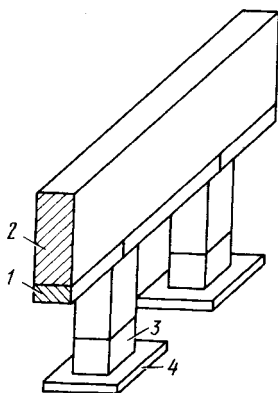


Рис. 5.3. Отдельные (столбчатые) фундаменты под стены бескаркасных зданий:

1 — фундаментная балка; 2 — стена;
3 — бетонный или каменный столб; 4 — подушка

Сплошные фундаменты выполняют, как правило, под всем зданием или сооружением в виде сплошных железобетонных плит. Их можно располагать под стены или колонны (рис. 5.4, а). В некоторых случаях для создания большей жесткости сплошной фундамент возводят в плитно-балочном варианте (рис. 5.4, б). Существуют и другие конструктивные решения сплошных фундаментов; они могут быть коробчатыми (рис. 5.4, в), а также в виде цилиндрических оболочек (рис. 5.4, г) или оболочек двойной кривизны (рис. 5.4, д).

Сплошные фундаменты, работая на изгиб, выравняют осадки в двух взаимно перпендикулярных направлениях, обеспечивая совместную работу основания и всего здания. Наибольшей жесткостью обладают коробчатые фундаменты, которые используют в зданиях, передающих на основание неравномерно распределенные нагрузки значительной интенсивности.

Массивные фундаменты выполняют в виде сплошного жесткого массива под все сооружение. Фундаменты данного типа используют при строительстве дымовых труб, доменных печей, опор мостов

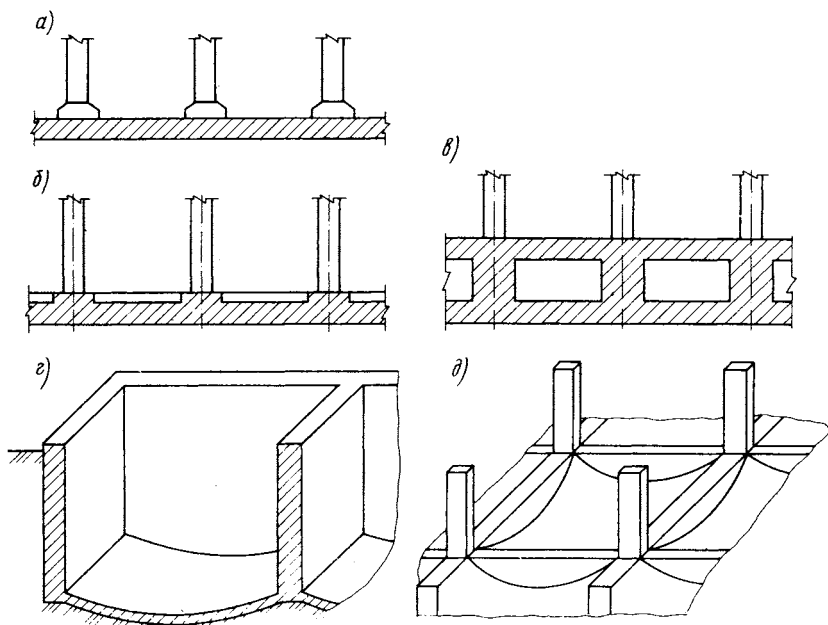


Рис. 5.4. Сплошные фундаменты

мачтовых сооружений, отличительной особенностью которых являются относительно небольшие размеры в плане по сравнению с сооружением, при значительных вертикальных и горизонтальных нагрузках, передаваемых на основание.

5.2. Конструкции фундаментов

Фундаменты зданий и сооружений конструируют, учитывая совместную работу сооружения и грунтов основания, причем конструкция фундамента во многом определяется типом возводимого здания. Широкое распространение в условиях массовой городской застройки получили *сборные фундаменты*, позволяющие снижать затраты на их возведение.

Под стены бескаркасных зданий наиболее целесообразно применять ленточные фундаменты, при возведении которых на дно котлована насыпают слой песчаной подготовки толщиной 6...10 см, который в дальнейшем выравнивают с последующей укладкой на него типовых блоков-подушек, распределяющих нагрузку от стен здания на основание. На блоки-подушки устанавливают в несколько рядов типовые стеновые фундаментные блоки.

В некоторых случаях устраивают прерывистые ленточные фун-

даменты (рис. 5.5), позволяющие получать существенную экономию материалов. Применение прерывистых фундаментов допускается при надежных грунтах и относительно небольших нагрузках. Зазоры между плитами заполняют песком с последующим уплотнением.

Блоки-подушки ленточных фундаментов могут быть сплошными (рис. 5.6, а, б), ребристыми (рис. 5.6, в) и пустотными (рис. 5.6, г). Сплошные плиты используют при значительных нагрузках, а ребристые и пустотные — при небольших, причем применение последних позволяет получать экономию строительных материалов. Стены фундаментов собирают из сплошных или пустотелых стеновых фундаментных блоков.

Отдельные сборные фундаменты применяют под колонны каркасных зданий. В зависимости от размеров такие фундаменты могут быть цельными или составными. Наиболее экономичное решение получается при использовании в качестве фундамента одного цельного блока (рис. 5.7, а), имеющего сравнительно небольшие размеры и небольшую массу. Отдельные фундаменты устанавливают в котлованах на песчано-гравийную подготовку, толщина которой должна быть не менее 10 см.

Составные сборные фундаменты в настоящее время используют значительно реже, так как их применение связано с дополнительным расходом арматуры, располагающейся на разных уровнях (рис. 5.7, б).

Возведение составного фундамента может быть целесообразно только после соответствующего обоснования в следующих случаях:

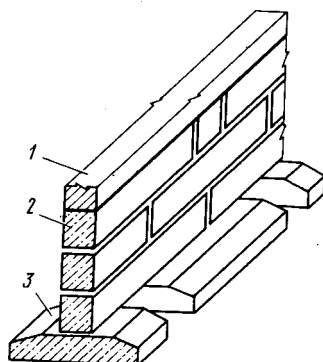


Рис. 5.5. Прерывистый ленточный фундамент:
1 — стена здания; 2 — фундаментный стеновой блок; 3 — фундаментная плита (подушка)

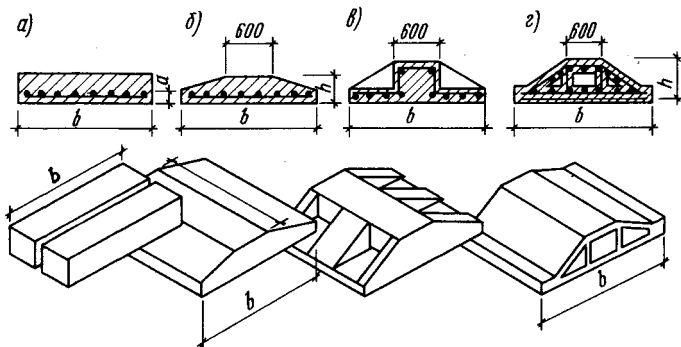


Рис. 5.6. Конструкции фундаментных плит

если на основание передаются значительные вертикальные нагрузки, т. е. имеющиеся в распоряжении проектировщика типоразмеры одиночных фундаментов не обеспечивают требуемого давления по подошве; существует необходимость возведения фундаментов в сжатые сроки, в целях предотвращения возможного промерзания грунта в зимний период времени.

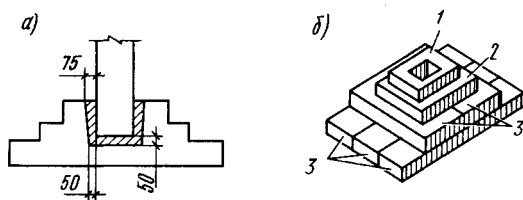


Рис. 5.7. Железобетонные фундаменты:
1 — подколонник; 2 — фундаментная плита цельная; 3 —
то же, блочная

Следует учитывать, что при действии значительных изгибающих моментов и горизонтальных усилий отдельные блоки составных фундаментов для обеспечения их совместной работы необходимо соединять между собой с помощью выпусков арматуры, анкеров или сварки закладных деталей.

В последнее время при строительстве каркасных зданий и сооружений стали применять сплошные фундаменты из универсальных сборных блоков. Существует два типа таких блоков со скошенными ребрами (рис. 5.8, а) и повышенной жесткости (рис. 5.8, б). В первом случае сплошная плита образуется в результате замоноличивания швов между блоками, во втором — в результате сварки выпусков арматуры и замоноличивания швов. Данный тип фундаментов по сравнению с традиционными плитными фундаментами, выполняемыми, как правило, в монолитном варианте, имеет ряд преимуществ: обладает повышенной жесткостью и более экономичен в результате уменьшения расхода материалов и сокращения трудозатрат при возведении.

Широкое применение *монолитных фундаментов* в практике современного строительства сдерживают следующие факторы: большие трудовые затраты при строительстве; незначительная оборачиваемость опалубки; сложность обеспечения твердения бетона в зимний период времени, а также большая продолжительность работ по сравнению с возведением сборных фундаментов.

Однако такие типы фундаментов, как сплошные, ленточные под колонны, массивные, имеющие меньшую площадь опалубки по сравнению с объемом бетона, а также фундаменты сложного очертания под уникальные сооружения и сложное оборудование, выполняют, как правило, из монолитного железобетона. Причем приме-

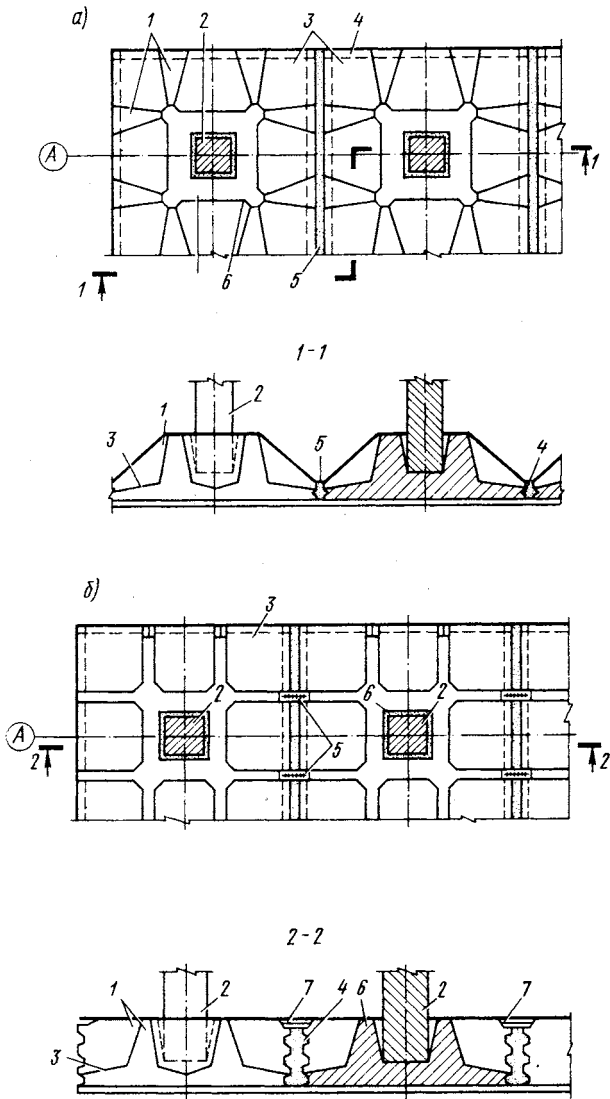


Рис. 5.8. Сплошной сборный фундамент:

1 — ребра; 2 — колонна; 3 — опорная плита между ребрами; 4 — пазы в плите; 5 — замоноличенный шов; 6 — подколонник; 7 — сварной узел

нение типовой инвентарной опалубки и способов ускорения твердения бетона в зимний период времени во многих случаях обеспечивает необходимую экономичность конструктивного решения монолитного фундамента.

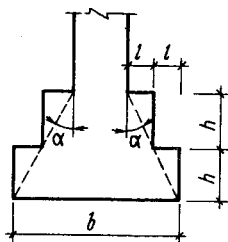


Рис. 5.9. Конструкция жесткого фундамента

При возведении коробчатых фундаментов иногда в качестве опалубки применяют сборные тонкостенные железобетонные элементы, которые после окончания твердения основной массы бетона остаются в составе конструкции фундамента.

Бетонные, бутобетонные и каменные фундаменты устраивают в монолитном варианте и проектируют как жесткие, так как плохо сопротивляются растягивающим напряжениям. Для предотвращения значительного развития этих напряжений фундаменты уширяются к подошве уступами, размеры которых ограничиваются углом жесткости a в пределах $26...38^\circ$, который зависит от материала фундамента, давления на грунт основания и типа грунта. Соотношение между высотой уступа и его выносом $h:l$ принимают в пределах $1:2, 1:3$, причем высота уступа должна составлять $0,5...0,6$ м (рис. 5.9).

Железобетонные монолитные фундаменты проектируют как изгибаемые конструкции на сжимаемом основании с учетом совместной работы сооружения с грунтом. Сечение и арматуру таких фундаментов назначают с учетом правил проектирования, предъявляемых к железобетонным конструкциям.

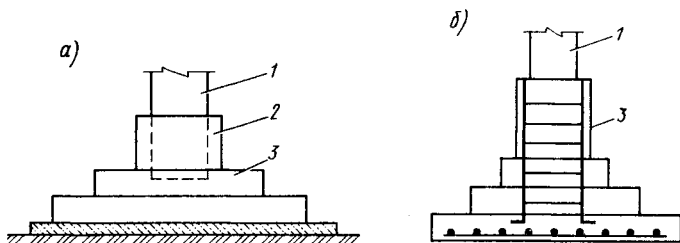


Рис. 5.10. Конструкции монолитных железобетонных фундаментов:

1 — колонна; 2 — стакан; 3 — фундамент

Устройство верхней части фундамента зависит от типа опирающихся конструкций и характера передаваемых усилий. Под колонны каркасных зданий в фундаментах устраивают стаканы (рис. 5.10, а) или предусматривают жесткий стык (рис. 5.10, б), для чего в монолитном фундаменте устанавливают специальную арматуру. При использовании железобетонных колонн каркаса стаканную

часть фундамента располагают на отметке — 0,150 от поверхности земли, чтобы засыпать пазухи до монтажа колонн, при металлических колоннах обрез фундамента располагают значительно ниже, так чтобы металлический подколонник располагался ниже планировочной отметки.

Монолитные железобетонные конструкции в зависимости от действующих усилий, грунтовых условий и размеров опирающихся на них конструкций могут быть одно-, двух- и трехступенчатыми.

Под подошвой монолитных фундаментов устраивают подготовку из тощего бетона или слоя щебня, втрамбованного в грунт, политого цементным раствором, что обеспечивает предотвращение вытекания цементного молока в грунт (при наличии в основании фильтрующих грунтов), взаимодействия бетонной смеси с грунтом, а также возможность погружения арматуры в грунт. При наличии в основании плотных грунтов, фильтрационная способность которых низка, подготовку не устраивают, принимая в этом случае толщину защитного слоя бетона 5...8 см.

5.3. Определение размеров подошвы жестких фундаментов при центральном действии нагрузки

При проектировании фундамента после назначения глубины его заложения приступают к определению размеров подошвы, которая назначается на основании ограничения давления в основании расчетным сопротивлением грунта по условию (4.9), обеспечивая тем самым выполнение требований второй группы предельных состояний. Если грунтовые условия строительной площадки и тип возводимого здания и сооружения требуют расчета деформаций, то проверяют выполнение условий (4.6) и (4.7), причем расчет осадок выполняют методами послойного суммирования, эквивалентного слоя или линейно-деформируемого слоя конечной толщины. Иногда по результатам расчета осадок требуется уточнить предварительно принятый размер подошвы фундамента.

Центрально-нагруженным считается фундамент, равнодействующая внешних нагрузок которого проходит через центр тяжести его подошвы. Основная трудность при проектировании оснований и фундаментов заключается в том, что размеры фундамента назначают, исходя из расчетного сопротивления грунта основания, в то время как оно является переменной величиной и зависит от размеров подошвы фундаментов [первое слагаемое, стоящее в квадратных скобках формулы (4.10), зависит от ширины подошвы фундамента b]. Это приводит к необходимости выполнять расчет с помощью последовательных приближений.

Назначив глубину заложения фундамента, определяют максимальное расчетное значение внешней нагрузки, действующей на его верхний обрез $N_{0п}$ от основного сочетания для расчета оснований по второй группе предельных состояний.

Рассматривая условие статического равновесия фундамента (рис. 5.11), из которого следует, что нагрузка от веса здания $N_{0П}$, веса грунта обратной засышки на обрезах фундамента $N_{гП}$ и веса самого фундамента $N_{лП}$ должна уравниваться средним реактивным давлением по подошве фундамента p , получим

$$p = \frac{N_{0П} + N_{гП} + N_{лП}}{A} \quad (5.1)$$

Значение p должно удовлетворять условию $p \leq R$; причем чем ближе давление по подошве к расчетному сопротивлению грунта основания, тем более экономичное решение получается в результате расчета. В практике современного проектирования считается, что фундамент имеет экономически целесообразное решение, если величина p отличается от R не более чем на 5...10% в меньшую сторону.

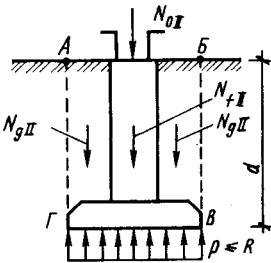


Рис. 5.11. Расчетная схема центрально нагруженного фундамента

Давление по подошве центральнонагруженных фундаментов считается равномерно распределенным. Однако, как указывалось выше, в реальных условиях контактные напряжения имеют криволинейное очертание по подошве фундамента, поэтому их осреднение оказывается оправданным только для жестких фундаментов, а в некоторых случаях и для фундаментов, имеющих конечную жесткость, так как не вносит существенных погрешностей в окончательный результат расчета. При проектировании гибких фундаментов следует учитывать криволиней-

ность очертания эпюры контактных напряжений, а их осреднение допускается только в предварительных расчетах.

Анализируя формулу (5.1), можно заметить, что до тех пор, пока не найдены размеры фундамента, вес грунта обратной засышки $N_{гП}$, вес фундамента $N_{лП}$ и расчетное сопротивление грунта основания R являются неизвестными величинами. Поэтому в первом приближении принимают $R = R_0$, где R_0 — условное расчетное сопротивление грунта основания, а вес грунта обратной засышки и вес фундамента зависит от объема параллелепипеда $АВВГ$ и удельного веса материалов, его составляющих (рис. 5.11). Тогда с некоторым приближением можно принять:

$$N_{гП} + N_{лП} = \beta \gamma_m d A, \quad (5.2)$$

где β — коэффициент, учитывающий меньший удельный вес грунта по сравнению с удельным весом материала фундамента; γ_m — удельный вес материала фундамента. В практических расчетах принимают $\beta \gamma_m = 20 \text{ кН/м}^3$.

Условное расчетное сопротивление грунта основания для фун-

даментов, имеющих ширину $b=1$ м и глубину заложения $d=2$ м, находят по данным табл. 5.1 и 5.2.

При промежуточных значениях e и I_L условные расчетные сопротивления грунта основания определяют по интерполяции.

Таблица 5.1. Условные расчетные сопротивления песчаных грунтов

Пески	Значение R_0 , МПа, в зависимости от плотности сложения	
	плотные	средней плотности
Крупные	0,6	0,5
Средней крупности	0,5	0,4
Мелкие:		
маловлажные	0,4	0,3
влажные и насыщенные водой	0,3	0,2
Пылеватые:		
маловлажные	0,3	0,25
влажные	0,2	0,15
насыщенные водой	0,15	0,1

Таблица 5.2. Условные расчетные сопротивления пылевато-глинистых (непросадочных) грунтов

Коэффициент пористости e	Значение R_0 , МПа, при показателе текучести		Коэффициент пористости e	Значение R_0 , МПа, при показателе текучести	
	$I_L=0$	$I_L=1$		$I_L=0$	$I_L=1$
	<i>Супеси</i>			<i>Глины</i>	
0,5	0,3	0,3	0,5	0,6	0,4
0,7	0,25	0,2	0,6	0,5	0,3
	<i>Суглинки</i>		0,8	0,3	0,2
0,5	0,3	0,25	1,1	0,25	0,1
0,7	0,25	0,18			
1,0	0,2	0,1			

Значениями R_0 допускается пользоваться для окончательного назначения размеров фундаментов зданий III класса при определении расчетного сопротивления грунта по следующим формулам:

при $d \leq 2$ м

$$R = R_0 [1 + k_1 (b - b_0) / b_0] (d + d_0) / 2d_0, \quad (5.3)$$

при $d > 2$ м

$$R = R_0 [1 + k_1 (b - b_0) / b] + k_2 \gamma'_{II} (d - d_0), \quad (5.4)$$

где $b_0=1$ м; $d_0=1$ м; b и d — соответственно ширина и глубина заложения фундамента; k_1 — коэффициент, принимаемый для оснований, сложенных крупнообломочными и песчаными грунтами, кроме пылеватых песков, $k_1=0,125$, пылеватыми песками, супесями, суглинками и глинами — 0,05; k_2 — коэффициент, принимаемый

для оснований, сложенных крупнообломочными и песчаными грунтами, $k_2=0,25$, супесями и суглинками — 0,2 и глинами — 0,15; γ'_Π — удельный вес грунта, расположенного выше подошвы фундамента.

Рассматривая наиболее экономически целесообразное решение фундамента, примем в формуле (5.1) $p=R_0$, а учитывая выражение (5.2), получим в первом приближении площадь подошвы фундамента в виде

$$A = N_{\text{оп}} / (R_0 - \beta \gamma_m d). \quad (5.5)$$

Далее подбирают размеры подошвы фундамента. Для ленточных фундаментов расчет ведется на 1 м длины, следовательно, ширину подошвы находят по формуле $b = A/l$.

Для фундаментов, имеющих прямоугольную подошву, предварительно задаются соотношением сторон $\eta = l/b$, тогда ширина подошвы фундамента $b = \sqrt{A/\eta}$, для круглых фундаментов $D = 2\sqrt{A/\pi}$ и квадратных $b = \sqrt{A}$.

По полученным значениям b , l , D конструируют монолитный фундамент в соответствии с предъявляемыми к нему конструктивными требованиями или выбирают ближайший большой блок-подушку сборного фундамента.

По результатам расчета проверяют выполнение условия (4.9), если оно выполняется, расчет заканчивается, если нет, то во втором приближении уточняют размеры подошвы фундамента и т. д. до тех пор, пока среднее давление по подошве фундамента не будет отличаться от расчетного сопротивления не более чем на 5...10% в меньшую сторону. В практике проектирования количество приближений обычно не превышает 2 или 3. Следует заметить, что значения p и R , входящие в условие (4.9), в каждом приближении необходимо определять для одних и тех же размеров подошвы фундамента.

В некоторых случаях удобно определять размеры подошвы фундамента графическим способом. Для этого формулу (5.1) необходимо записать относительно искомой величины в виде

$$p = N_{\text{оп}}/A + \beta \gamma_m d. \quad (5.6)$$

Для ленточного фундамента это выражение представляет собой уравнение гиперболы, поскольку $A = b \cdot l$, для квадратного или прямоугольного — параболу, так как $A = b^2$ или $A = \eta b^2$ соответственно.

Выражение для расчетного сопротивления грунта основания (4.10) представляет собой уравнение прямой линии относительно b . Значение искомой величины, в данном случае ею является ширина подошвы фундамента, получают по точке пересечения двух линий на графике (рис. 5.12). Для получения кривой (5.6) требуется не менее трех точек (значений b), по которым определяют три значения

p (кривая 1). Прямую 2 строят по двум значениям b , одно из которых принимают равным нулю, вычисляя два значения R по формуле (4.10). Точка пересечения этих линий на графике даст искомое значение b_f на оси абсцисс.

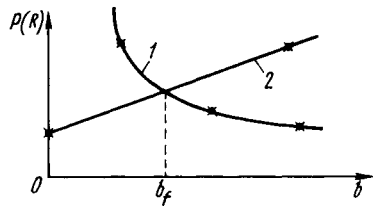


Рис. 5.12. Графический способ определения размеров подошвы фундамента:

1 — кривая $p = f_1(b)$; 2 — линия $R = f_2(b)$

При наличии в основании слоя слабого грунта размеры подошвы фундамента необходимо назначать с учетом выполнения условия (4.13).

Рекомендуемый алгоритм решения задачи о подборе размеров подошвы фундамента, возводимого в открытом котловане, по основному условию второй группы предельных состояний может быть представлен в следующем виде:

1. Ввод исходных данных о действующих нагрузках $N_{0П}$, характеристиках грунтов основания φ_n , c_n , ρ , ρ_s , w_L , w_p , w , глубине заложения фундамента d , типе здания, его высоте, длине и особенностях конструктивной схемы.
2. Определение характеристик e , I_L и γ для всех слоев грунтов, слагающих основание.
3. Проверка условия, есть ли информация о результатах лабораторных исследований по определению φ_n и c_n :
если да, то переход к п. 5;
если нет, то переход к п. 4.
4. Определение нормативных значений φ_n и c_n после обращения к массивам информации, содержащим требуемые данные.
5. Обращение к массивам информации, содержащим данные об условном расчетном сопротивлении грунтов основания, назначение R_0 .
6. Вычисление площади подошвы фундамента A .
7. Обращение к информационным массивам, содержащим данные о коэффициентах условий работы γ_{c1} , γ_{c2} и безразмерных коэффициентах M_γ , M_δ и M_c .
8. Назначение основных размеров фундамента в результате обращения к массиву информации, содержащему данные о сборных или монолитных конструкциях фундаментов.
9. Определение веса грунта на обрезах фундамента и веса фундамента.
10. Вычисление средних напряжений по подошве фундамента.
11. Определение расчетного сопротивления грунта основания R .
12. Проверка условия $p \leq R$:
если да, то переход к п. 13;
если нет, то увеличение подошвы фундамента и переход к п. 9.
13. Проверка условия, отличается ли p от R не более чем на 5...10%:
если да, то уменьшение размеров подошвы фундамента и переход к п. 9;
если нет, то переход к п. 14.
14. Проверка условия, есть ли в основании фундамента слабый грунт:
если да, то переход к п. 15;
если нет, то переход к п. 17.
15. Определение σ_{zp} и σ_{zg} .
16. Проверка выполнения условия $\sigma_{zp} + \sigma_{zg} \leq R_z$:
если да, то переход к п. 17;
если нет, то увеличение размеров подошвы фундамента и переход к п. 15.
17. Печать результатов.
18. Конец расчета.

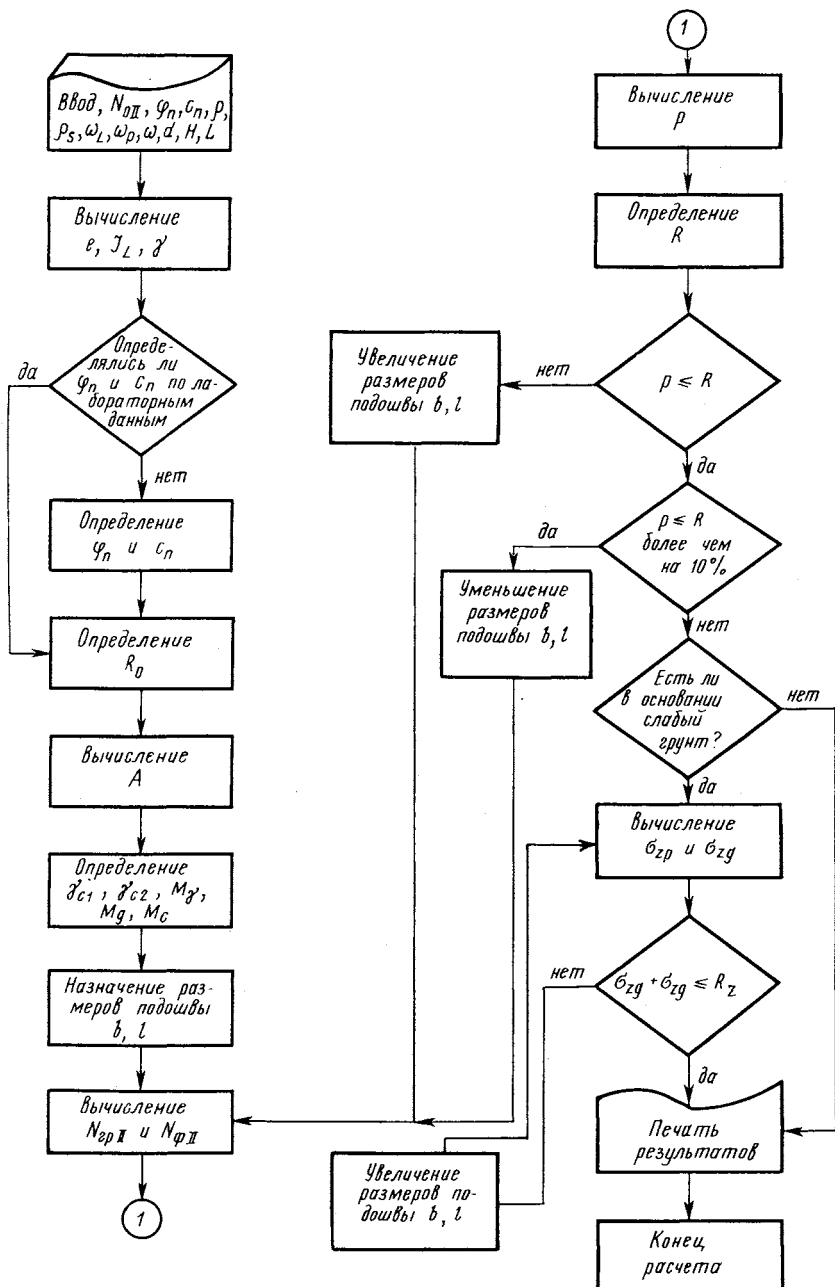


Рис. 5.13. Блок-схема определения размеров подошвы центрально нагруженного фундамента

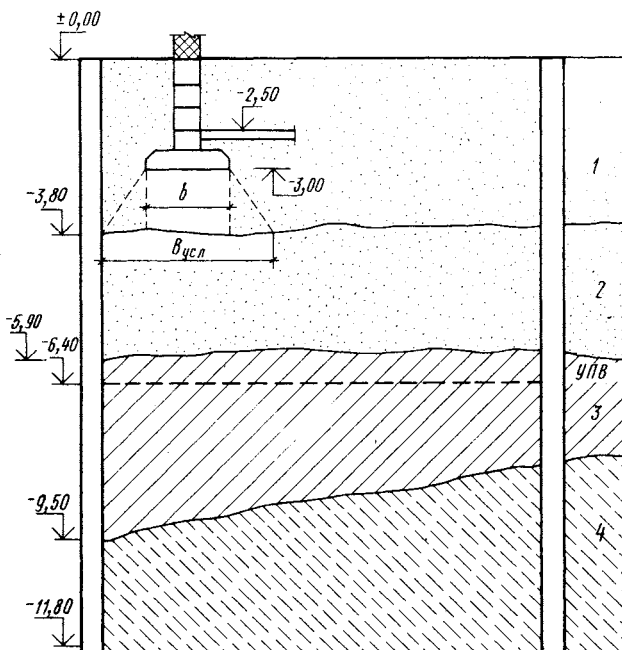


Рис. 5.14. Геологический профиль строительной площадки (к примеру 5.1):

1 — песок средней крупности, средней плотности, влажный ($e=0,67$; $\gamma=0,0191$ МН/м; $\varphi=26^\circ$; $c_u=8,4$ кПа; $E=15$ МПа); 2 — песок пылеватый, средней плотности, влажный ($e=0,76$, $\gamma=0,0192$ МН/м³, $\varphi=24^\circ$; $c_u=3$ кПа; $E=5$ МПа); 3 — суглесь пластичная ($e=0,63$; $I_L=0,57$; $\gamma=0,0196$ МН/м; $\gamma_s=0,0272$ МН/м³; $\varphi_u=22^\circ$; $c_u=12$ кПа; $E=16$ МПа); 4 — глина плотвердая ($e=0,78$; $I_L=0,21$; $\gamma=0,02$ МН/м³; $\gamma_s=0,0273$ МН/м³; $\varphi=16^\circ$; $c_u=2,5$ кПа; $E=12$ МПа)

Блок-схема данного алгоритма показана на рис. 5.13. Реализация алгоритма возможна на современных ЭВМ при условии предварительной организации на магнитных носителях массивов информации, требуемых для расчета и проектирования фундаментов.

Пример 5.1. Запроектировать ленточный фундамент под стену крупноблочного жилого дома, возводимого в г. Уфе, если в уровне спланированной поверхности земли действует расчетная нагрузка $N_{0П}=580$ кН/м. Грунтовые условия и геологический профиль строительной площадки приведены на рис. 5.14. Здание представляет собой бескаркасную конструкцию, имеющую жесткую конструктивную схему высотой $H=38,6$ м, длиной $L=30,2$ м. Расчетная среднесуточная температура воздуха в помещении, примыкающем к наружным фундаментам, равна 15° С. Здание имеет подвал с отметкой пола 2,50 м. Уровень подземных вод находится на отметке — 6,40 м. Угол внутреннего трения грунтов основания φ и параметр линейности (сцепление) грунтов с установлены по результатам лабораторных испытаний.

Решение. Определим глубину заложения фундамента, учитывая климатические условия на строительной площадке. Для этого по карте (см. рис. 4.6) находим, что нормативная глубина промерзания для г. Уфы составляет 180 см, однако данная глубина промерзания соответствует глинистым и суглинистым грунтам. Так как

в данном примере первый слой — песок, то в соответствии с примечанием к карте (см. рис. 4.6) необходимо глубину промерзания увеличить в 1,2 раза, тогда $d_{fn} = 1,2 \cdot 180 = 216$ см. По табл. 4.2 найдем значение коэффициента влияния теплового режима здания $k_d = 0,5$. Глубину сезонного промерзания найдем по формуле (4.2):

$$d_f = 0,5 \cdot 216 = 108 \text{ см} \approx 1,1 \text{ м.}$$

Определим величину $d_f + 2 = 1,1 + 2 = 3,2$ м. По табл. 4.1 выясняем, что для песка средней крупности при $d_w = 6,4$ м $> d_f + 2 = 3,2$ м глубина заложения фундамента назначается независимо от глубины промерзания грунта.

В соответствии с конструктивными требованиями при глубине пола в подвале на отметке 2,5 м примем толщину пола в подвале 0,1 м, а расстояние от низа конструкции пола в подвале по подошве фундамента назначим равным 0,4 м, имея в виду, что высота типового блока подушки составит 0,3 м, тогда глубина заложения подошвы фундамента от спланированной отметки земли будет равна 3,0 м.

Горизонтальную силу давления грунта на стену подвала не учитываем, так как она будет восприниматься конструкциями перекрытий и полом подвала.

По табл. 5.1 для песка средней крупности и средней плотности находим $R_0 = 0,4$ МПа, а по формуле (5.5) определяем ориентировочную площадь подошвы фундамента:

$$A = 0,58 / (0,4 - 0,02 \cdot 3) = 1,7 \text{ м.}$$

Поскольку в рассматриваемом случае рассчитывается ленточный фундамент, площадь которого равна $A = b \cdot l$ м, получаем требуемую ширину подошвы фундамента $b = 1,7$ м. По каталогу справочника проектировщика выбираем ближайший по размерам типовой сборный блок-подушку шириной $b = 1,6$ м, высотой $h = 0,3$ м, длиной $l = 2,38$ м и весом 0,0121 МН. Конструкцию стены фундамента назначим из четырех фундаментных стеновых блоков шириной $b = 0,5$ м, высотой $h = 0,58$ м, длиной $l = 2,38$ м, вес каждого блока составляет 0,0163 МН.

Вычислим вес 1 м длины фундамента:

$$N_{\text{лп}} = 0,0121 / 2,38 + 4 \cdot 0,0163 / 2,38 = 0,032 \text{ МН.}$$

Принимая удельный вес грунта обратной засыпки равным 0,018 МН/м³, определим вес 1 м длины грунта на обрезе фундамента:

$$N_{\text{гп}} = 2,7 \cdot 0,018 (1,6 - 0,5) / 2 = 0,01 \text{ МН.}$$

Найдем среднее давление по подошве фундамента по формуле (5.1):

$$p = (0,58 + 0,032 + 0,01) = 0,389 \text{ кПа.}$$

Определим расчетное сопротивление грунта несущего слоя, для чего воспользуемся формулой (4.10). Найдем соотношение $L/H = 30,2 / 38,6 = 0,78$ и по табл. 4.4 отыщем значения коэффициентов условий работы $\gamma_{c1} = 1,4$ и $\gamma_{c2} = 1,4$. Безразмерные коэффициенты найдем по табл. 4.5 по значению угла внутреннего трения: $\varphi = 26^\circ$, $M_\gamma = 0,84$, $M_q = 4,37$, $M_c = 6,90$. Полагая, что пол подвала выполнен из того же бетона, удельный вес которого составляет 0,022 МН/м³, по формуле (4.12) найдем приведенную глубину заложения фундамента от пола до подвала:

$$d_1 = 0,4 + 0,1 \cdot 0,022 / 0,018 = 0,522 \text{ м.}$$

Глубина подвала составляет $d_b = 2,5$ м, поэтому принимаем $d_b = 2,0$ м, $k = 1$, так как значения $\varphi_{\text{п}}$ и $c_{\text{п}}$ получены по данным лабораторных испытаний, $c_{\text{п}} = 0,0084$ МПа. Коэффициент $k_z = 1$, так как ширина подошвы фундамента $b = 1,6 < 10$ м.

Расчетное сопротивление грунта основания составит

$$R = \frac{1,4 \cdot 1,4}{1} \left[0,84 \cdot 1 \cdot 1,6 \cdot 0,0191 + 4,37 \cdot 0,522 \cdot 0,018 + (4,37 - 1) 2,0 \cdot 0,018 + 6,9 \cdot 0,0084 \right] = 0,482 \text{ МПа.}$$

Основное условие $p=0,389 < R=0,482$ МПа выполняется, однако в основании имеется значительное недонапряжение, составляющее около 20%; следовательно, фундамент запроектирован неэкономично. Уменьшим размер подошвы фундамента, приняв в качестве расчетного ближайший фундаментный блок-подушку шириной $b=1,4$ м, высотой $h=0,3$ м, длиной $l=2,38$ м и весом $0,0104$ МН.

Определим вес 1 м длины фундамента:

$$N_{\text{П}}=0,0104/2,38+4 \cdot 0,0163/2,38=0,032 \text{ МН.}$$

Вес грунта на 1 м длины новой конструкции фундамента

$$N_{\text{гП}}=2,7 \cdot 0,018(1,4-0,5)/2=0,008 \text{ МН.}$$

Среднее давление по подошве фундамента

$$p=\frac{0,58+0,032+0,008}{1,4}=0,443 \text{ МПа.}$$

Расчетное сопротивление грунта основания

$$R=\frac{1,4 \cdot 1,4}{1} \left[0,84 \cdot 1 \cdot 1,4 \cdot 0,0191 + 4,37 \cdot 0,522 \cdot 0,018 + (4,37-1)2,0 \cdot 0,018 + 6,9 \cdot 0,0084 \right] = 0,476 \text{ МПа.}$$

Основное условие $p=0,442 < R=0,476$ выполняется, а недонапряжение в основании составляет 7%, что меньше требуемых 10%; следовательно, фундамент шириной $b=1,4$ м будет более экономичным по сравнению с фундаментом первого приближения, поэтому в данном случае ограничимся вторым приближением, окончательно принимая в качестве фундаментной подушки сборную плиту шириной 1,4 м.

В соответствии с инженерно-геологическими условиями строительной площадки (см. рис. 5.14) грунт второго слоя — песок пылеватый, средней плотности, влажный — является слабым грунтом, поэтому ширину подошвы фундамента следует назначать с учетом пониженной прочности данного слоя по условию (4.13). Для этого находим вертикальное напряжение на уровне подошвы фундамента от собственного веса грунта по формуле (2.10):

$$\sigma_{z\text{го}}=0,018 \cdot 3=0,054 \text{ МПа.}$$

Напряжение от собственного веса грунта на глубине $z=3,8$ м, действующее на кровлю слоя слабого грунта,

$$\sigma_{z\text{г}}=0,018 \cdot 3+0,0191 \cdot 0,8=0,069 \text{ МПа.}$$

Дополнительное давление под подошвой фундамента

$$p_0=0,443-0,054=0,389 \text{ МПа.}$$

Дополнительное вертикальное напряжение, действующее на кровлю слабого грунта от нагрузки на фундамент на глубине $z=0,8$ м, определяем по данным табл. 2.1. Для $\zeta=2 \cdot 0,8/1,4=1,14$ и $\eta > 10$, интерполируя, находим значение $\alpha=0,782$, откуда $\sigma_{z\text{р}}=0,782 \cdot 0,389=0,304$ МПа.

Полные вертикальные напряжения на кровлю подстилающего слоя будут равны

$$\sigma_{z\text{р}}+\sigma_{z\text{г}}=0,304+0,069=0,373 \text{ МПа.}$$

Находим ширину условного ленточного фундамента по формуле (4.14), предварительно определив величину A_z по формуле (4.15):

$$A_z=(0,58+0,032+0,008)/0,304=2,04 \text{ м.}$$

Тогда ширина подошвы условного ленточного фундамента составит $b_z=A/1=2,04$ м.

Определяем расчетное сопротивление пылеватого песка на глубине 0,8 м от

подошвы фундамента. Для этого по значению $\varphi_{\text{п}}=24^\circ$ по табл. 4.5 находим $M_g=0,72$, $M_q=3,87$, $M_c=6,45$, а по табл. 4.4 для пылеватого песка средней плотности влажного $\gamma_{c1}=1,25$, $\gamma_{c2}=1,2$.

Средненный удельный вес грунтов, залегающих выше подстилающего слоя,

$$\gamma'_{\text{п}}=(0,018 \cdot 3+0,0191 \cdot 0,8)/(3+0,8)=0,0182 \text{ МН/м}^3.$$

Приведенная глубина заложения фундамента от уровня пола в подвале до подстилающего слоя

$$d_1=0,4+0,8+0,1 \cdot 0,022/0,0182=1,32 \text{ м.}$$

Тогда расчетное сопротивление грунта подстилающего слоя найдем по формуле (4.10):

$$R_z=\frac{1,25 \cdot 1,2}{1} \left[0,72 \cdot 1 \cdot 2,04 \cdot 0,0192+3,87 \cdot 1,32 \cdot 0,0182+(3,87-1)2,0 \cdot 0,0182+6,45 \cdot 0,003 \right]=0,407 \text{ МПа.}$$

Условие (4.13) выполняется: $\sigma_{z\text{р}}+\sigma_{z\text{г}}=0,373 < R_z=0,407$ МПа; следовательно, размеры фундамента подобраны удовлетворительно, однако в соответствии с табл. 4.6 для данных грунтовых условий строительной площадки требуется расчет осадки фундамента.

5.4. Определение размеров подошвы жестких фундаментов при внецентренном нагружении

Внецентренно нагруженным называют фундамент, равнодействующая всех внешних нагрузок которого не проходит через центр тяжести площади подошвы.

При внецентренном приложении внешней нагрузки эпюра контактных давлений по подошве не будет равномерной, как в случае центрального ее приложения. Очертание эпюры реактивных напряжений по подошве фундамента будет зависеть от эксцентриситета равнодействующей внешней нагрузки. При действии внецентренной нагрузки в пределах ядра сечения (для прямоугольного фундамента это симметричная область размером $b/3$ в центре подошвы фундамента) реактивные напряжения под подошвой фундамента распределяются по трапецидальной эпюре (рис. 5.15, а), если равнодействующая приложена на границе ядра сечения — по треугольной (рис. 5.15, б), если за пределами ядра сечения, то эпюра контактных напряжений должна быть двузначной (рис. 5.15, в), однако так как грунты оснований не могут воспринимать растягивающие усилия, то в данном случае произойдет отрыв подошвы фундамента от поверхности грунта на участке действия растягивающих усилий.

В общем случае на внецентренно нагруженный фундамент действуют следующие нагрузки: в уровне спланированной отметки земли $N_{\text{оп}}$, $M_{\text{оп}}$ и $T_{\text{оп}}$, полученные в результате сбора нагрузок, действующих на надземную часть здания. Кроме того, необходимо учесть вес самого фундамента $N_{\text{п}}$, а также момент от обратной засыпки пазух и активного давления грунта на фундамент, как на подпорную стенку

E_{aII} (рис. 5.16). Учитывая данные нагрузки, можно найти составляющие усилий, действующих в уровне подошвы фундамента, из следующих выражений:

$$\left. \begin{aligned} N_{II} &= N_{0II} + N_{лII} + N_{гII}; \\ M_{II} &= M_{0II} + E_{aII}a_0 - N_{гII}e + T_{0II}d; \\ T_{II} &= T_{0II} + E_{aII} \end{aligned} \right\} \quad (5.7)$$

Индекс II говорит о том, что расчетные усилия в данном случае определены для расчета по деформациям. Если обратная засыпка

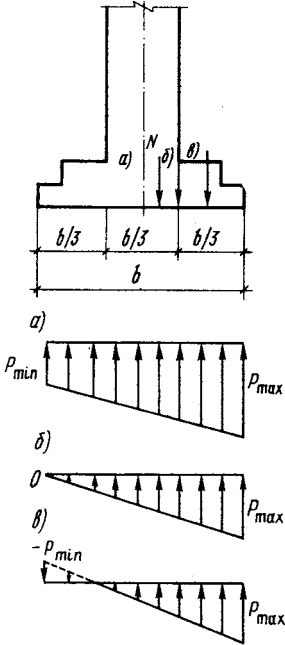
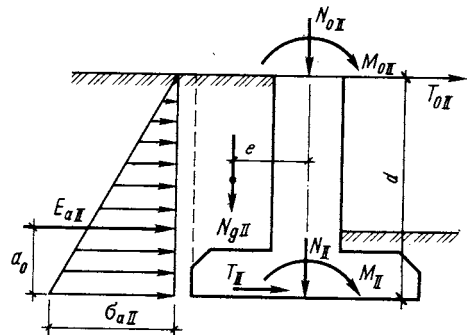


Рис. 5.15. Эпюры контактных напряжений при внецентренном нагружении

Рис. 5.16. Расчетная схема внецентренно нагруженного фундамента



пазух осуществляется после устройства надподвального перекрытия, то момент от равнодействующей активного давления грунта обратной засыпки приближенно определяют с помощью расчетной схемы, показанной на рис. 5.17, учитывающей временную нагрузку на поверхности грунта q по формулам:

$$M_{ЭП} = \sigma_{aII} L^2 / 15; \quad (5.8)$$

$$\sigma_{aII} = (q + \gamma'_{II}d) \operatorname{tg}^2(45^\circ - \varphi_{II}/2), \quad (5.9)$$

где γ'_{II} — удельный вес грунта обратной засыпки; φ_{II} — угол внутреннего трения грунта обратной засыпки (в практических расчетах принимают $\varphi_{IIcp} = 20^\circ$).

При проектировании для определения давления на стену подвала принимают $q = 10 \text{ кН/м}^3$.

Максимальные и минимальные напряжения под подошвой внецентренно нагруженного фундамента (рис. 5.15) определяют по формуле внецентренного сжатия

$$P_{\min} = N_{II}/A \pm M_{II}/W, \quad (5.10)$$

где W — момент сопротивления площади подошвы фундамента.

Вследствие неравномерного нагружения основания при внецентренном действии внешней нагрузки часть напряжений под более

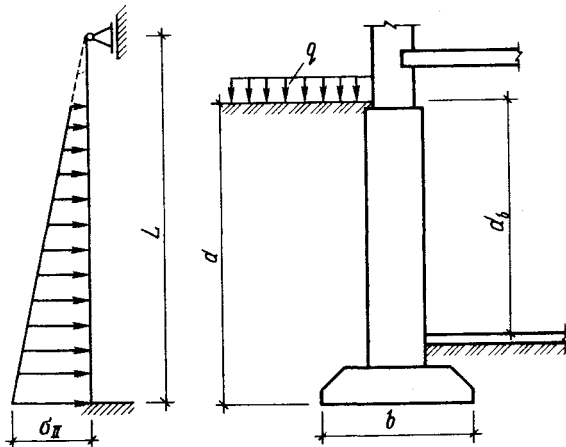


Рис. 5.17. Расчетная схема к определению горизонтального давления на стену подвала

нагруженной гранью перераспределяется на менее загруженные участки грунта под подошвой фундамента, поэтому из-за неравномерного нагружения основания нормы допускают увеличение расчетного сопротивления грунта основания на 20%, тогда основное ограничение по максимальному краевому давлению примет следующий вид:

$$P_{\max} \leq 1,2R. \quad (5.11)$$

Для минимального краевого давления из условия недопущения отрыва подошвы фундамента от грунта принимают:

$$P_{\min} \geq 0. \quad (5.12)$$

Кроме того, необходимо выполнение условия ограничения среднего давления по подошве фундамента расчетным сопротивлением грунта основания в условиях внецентренного нагружения:

$$p \leq R. \quad (5.13)$$

Для колонн промышленных зданий с тяжелыми мостовыми кранами принимают $p_{\min}/p_{\max}\Pi \geq 0,25$.

Обычно при проектировании внецентренно нагруженных фундаментов определение размеров подошвы осуществляют с помощью последовательных приближений, аналогично решению задачи при центральном нагружении, причем предварительно площадь подошвы назначают по формуле (5.5) с последующим увеличением последней на 20...30% для учета внецентренного действия нагрузки. Далее назначают размер подошвы фундамента и определяют вес фундамента и грунта на его обрезах, а также другие нагрузки, входящие в формулы (5.7). Затем определяют максимальные и минимальные напряжения по подошве фундамента из выражения (5.10) и проверяют выполнение условий (5.11)...(5.13), если они не выполняются, то уточняют размеры подошвы и расчет повторяют до тех пор, пока условия (5.11)...(5.13) не будут удовлетворены с требуемой точностью (5...10%).

При значении эксцентриситета внешней нагрузки $e = M_{\Pi}/N_{\Pi} \leq 0,03b$ для прямоугольного фундамента и $e \leq 0,025D$ — круглого расчет фундаментов допускается выполнять как центрально-нагруженного по условию (5.13), поскольку в данном случае всегда выполняется условие $p_{\max} \leq 1,2R$.

Иногда равнодействующая внешних нагрузок приложена к фундаментам с эксцентриситетами относительно обеих главных осей инерции площади подошвы (рис. 5.18). В этом случае максимальные

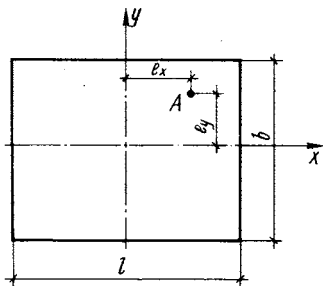


Рис. 5.18. Внецентренное нагружение фундамента относительно двух главных осей инерции

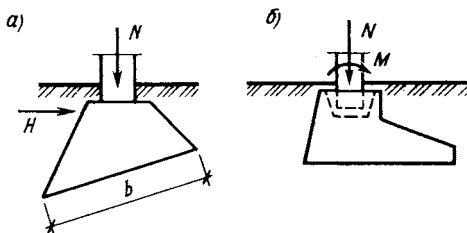


Рис. 5.19. Применение несимметричного фундамента:
а — с наклонной подошвой; б — с плоской подошвой

и минимальные давления будут образовываться в угловых точках:

$$p_{\max}^{\min} = \frac{N_{\Pi}}{A} \pm \frac{N_{\Pi}e_y}{W_x} \pm \frac{N_{\Pi}e_x}{W_y}, \quad (5.14)$$

где $N_{\Pi}e_y$ и $N_{\Pi}e_x$ — моменты относительно главных осей; W_x и W_y — моменты сопротивления относительно главных осей.

Для максимального давления под угловыми точками нормами установлено следующее ограничение:

$$p_{\max} \leq 1,5R. \quad (5.15)$$

В некоторых случаях, особенно при появлении в основании растягивающих напряжений, приводящих к отрыву подошвы или необходимости выравнивания краевых давлений под подошвой фундамента, для предотвращения развития значительных кренов его проектируют несимметричным, размещая центр тяжести площади подошвы как можно ближе к точке приложения равнодействующей (рис. 5.19).

Алгоритм решения задачи о подборе размеров внецентренно нагруженного фундамента при расчете по второй группе предельных состояний приведен ниже.

1. Ввод исходных данных о действующих нагрузках $N_{0п}$, $M_{0п}$, $T_{0п}$ и характеристиках грунтов оснований φ_n , c_n , ρ , ρ_s , w_L , w_p , w , глубине заложения фундамента d , типа здания, длине и особенностях конструктивной схемы.

2. Вычисление характеристик e , I_L и γ для всех слоев грунтов, слагающих основание.

3. Проверка условия, определялись ли φ_n и c_n , по результатам лабораторных исследований образцов грунта на строительной площадке:

если да, то переход к п. 5;

если нет, то переход к п. 4.

4. Определение φ_n , c_n после обращения к массивам информации, содержащим требуемые данные.

5. Обращение к массиву информации, содержащему данные об условном расчетном сопротивлении грунта основания, назначение R_0 .

6. Вычисление площади подошвы фундамента A .

7. Увеличение площади подошвы на 20...30%.

8. Обращение к информационным массивам, содержащим данные о коэффициентах работы γ_{c1} , γ_{c2} и безразмерных коэффициентах M_γ , M_q , M_c .

9. Назначение основных размеров фундаментов в результате обращения к массивам информации, содержащим данные о сборных или монолитных конструкциях фундаментов.

10. Определение нагрузок от фундамента и грунта обратной засыпки.

11. Определение расчетных усилий в уровне подошвы фундамента $N_{п}$, $M_{п}$ и $T_{п}$.

12. Определение эксцентриситета внешней нагрузки в уровне подошвы фундамента.

13. Проверка условия $e \leq 0,03b$:

если условие выполняется, то вызов из библиотеки программ, программы расчета центрально нагруженного фундамента, алгоритм и блок-схема которой приведены в § 5.3, и переход к п. 23;

если нет, то переход к п. 14.

14. Определение максимального и минимального краевых напряжений в основании фундамента p_{\max} , а также средних напряжений p .

15. Проверка условия $p_{\min} > 0$:

если да, то переход к п. 16;

если нет, то увеличение размеров подошвы фундамента и переход к п. 10.

16. Проверка условия $p \leq R$:

если да, то переход к п. 17;

если нет, то увеличение размеров подошвы фундамента и переход к п. 10.

17. Проверка условия $p_{\max} \leq 1,2R$:

если да, то переход к п. 18;

- если нет, то увеличение размеров подошвы фундамента и переход к п. 10.
 18. Проверка условия, отличается ли R_{\max} от $1,2R$ более чем на 5...10%:
 если да, то уменьшение размеров подошвы фундамента и переход к п. 10;
 если нет, то переход к п. 19.
 19. Проверка условия, есть ли в основании фундамента слой слабого грунта:
 если да, то переход к п. 20;
 если нет, то переход к п. 22.
 20. Определение σ_{xp} и σ_{xg} по среднему давлению под подошвой фундамента.
 21. Проверка условия $\sigma_{xp} + \sigma_{xg} \leq R_z$:
 если да, то переход к п. 22;
 если нет, то увеличение размеров подошвы фундамента и переход к п. 20.
 22. Печать результатов.
 23. Конец расчета.
 Блок-схема решения задачи приведена на рис. 5.20.

■ **Пример 5.2.** Подобрать размеры внецентренно нагруженного фундамента для бесподвальной части здания, если в уровне спланированной поверхности земли приложены внешние нагрузки $N_{оп} = 1,25$ МН, $M_{оп} = 0,32$ МН·м, глубина заложения фундамента $d = 1,1$ м. Грунт однородного основания — песок средней плотности, средней крупности $\gamma_n = 0,02$ МН/м³, угол внутреннего трения $\varphi_n = 36^\circ$, удельное сцепление $c_n = 0,002$ МПа определяли на основании лабораторных исследований образцов грунта строительной площадки. Здание имеет жесткую конструктивную схему, отношение длины здания к его высоте $L/H = 4,2$. Удельный вес грунта обратной засыпки $\gamma'_n = 0,018$ МН/м³.

Решение. По табл. 5.1 для песка средней крупности и средней плотности находим условное расчетное сопротивление грунта основания $R_0 = 0,4$ МПа и по формуле (5.5) находим площадь подошвы фундамента из условия центрального действия нагрузки:

$$A = 1,25 / (0,4 - 0,02 \cdot 1,1) = 3,32 \text{ м}^2.$$

Поскольку рассчитывается внецентренно нагруженный фундамент, увеличим площадь фундамента на 20%, тогда $A = 4 \text{ м}^2$. Зададимся отношением длины фундамента к его ширине $\eta = 1,5$; развивая подошву фундамента в направлении действия изгибающего момента, получим $l = 1,5b$. Примем с округлением $l = 2,4 \text{ м}$, $b = 1,6$, тогда $A = 3,84 \text{ м}^2$.

По табл. 4.4 для заданных грунтовых условий строительной площадки соотношения $L/H = 4,2$ и конструктивной схемы здания найдем значения коэффициентов условий работы $\gamma_{c1} = 1,4$; $\gamma_{c2} = 1,2$. Значения безразмерных коэффициентов $M_\gamma = 1,81$; $M_q = 8,24$ и $M_c = 9,97$ найдем по данным табл. 4.5 по значению угла внутреннего трения $\varphi = 36^\circ$. Для фундамента в бесподвальной части здания $d_1 = 1,1 \text{ м}$, при $d_b = 0$ определим расчетное сопротивление грунта основания по формуле (4.10):

$$R = \frac{1,4 \cdot 1,2}{1} \left[1,81 \cdot 1 \cdot 1,6 \cdot 0,02 + 8,24 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0,018 + 9,97 \cdot 0,002 \right] = 0,43 \text{ МПа}.$$

Конструкция фундамента показана на рис. 5.21, а, б. Найдем вес фундамента, считая, что удельный вес монолитного железобетона равен $\gamma = 0,025$ МН/м³:

$$N_{\text{фн}} = 0,025(2,4 \cdot 1,6 \cdot 0,3 + 1,8 \cdot 1,2 \cdot 0,3 + 1,2 \cdot 0,8 \cdot 0,5) = 0,58 \text{ МН}.$$

Вес грунта, лежащего на обрезах фундамента, равен

$$N_{\text{гн}} = 0,018(2,4 \cdot 1,6 \cdot 1,1 - 2,4 \cdot 1,6 \cdot 0,3 - 1,8 \cdot 1,2 \cdot 0,3 - 1,2 \cdot 0,8 \cdot 0,5) = 0,041 \text{ МН}.$$

Тогда $N_{\text{п}} = 1,25 + 0,058 + 0,041 = 1,349$ МН, а значение эксцентриситета внешней нагрузки в уровне подошвы фундамента составит

$$e = M_{\text{п}} / N_{\text{п}} = 0,32 / 1,349 = 0,26 > 0,03l = 0,03 \cdot 2,4 = 0,072 \text{ м}.$$

Следовательно, фундамент необходимо рассчитывать как внецентренно нагруженный.

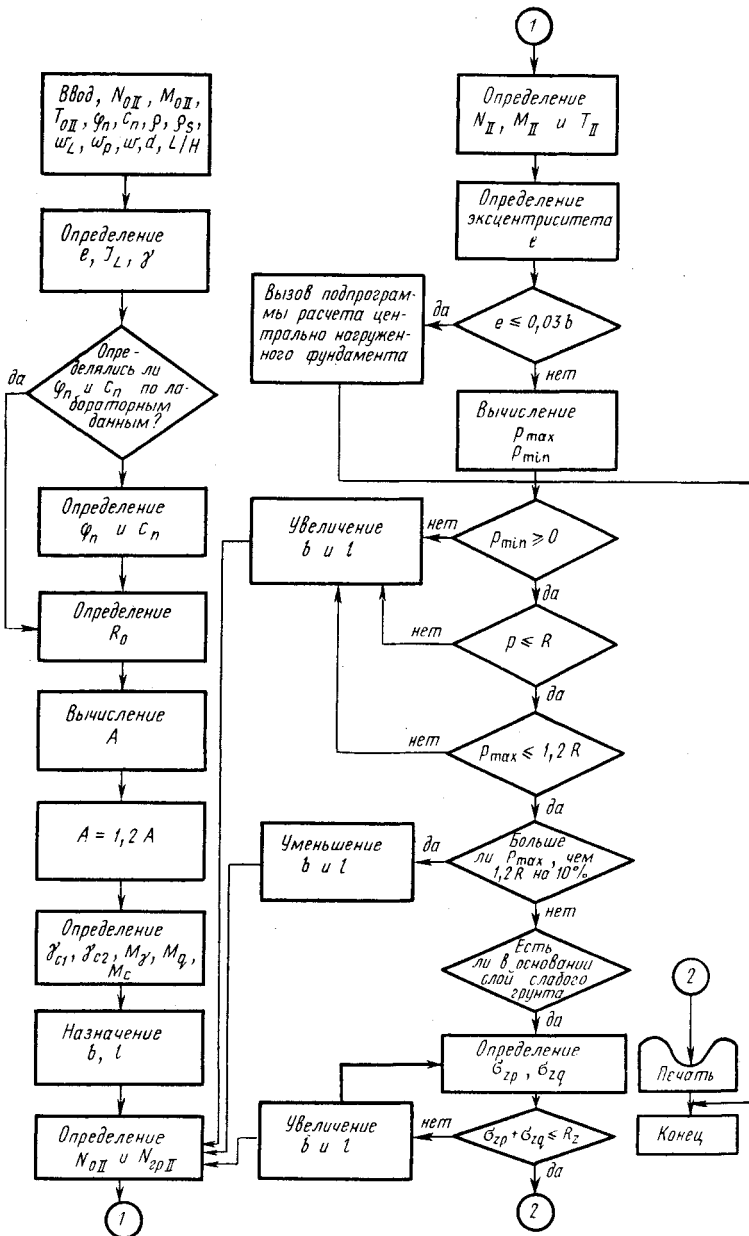


Рис. 5.20. Блок-схема определения размеров внецентренно нагруженного фундамента

Вычислим по формуле (5.10) максимальное и минимальное крайние давления по граням фундамента:

$$P_{\max} = \frac{1,349}{2,4 \cdot 1,6} + \frac{0,32 \cdot 6}{1,6 \cdot 2,4^2} = 0,559 \text{ МПа};$$

$$P_{\min} = \frac{1,349}{2,4 \cdot 1,6} - \frac{0,32 \cdot 6}{1,6 \cdot 2,4^2} = 0,143 \text{ МПа}.$$

Проверяем выполнение условий (5.11) и (5.12):

$$P_{\max} = 0,559 > 1,2R = 0,516 \text{ МПа}; \quad P_{\min} = 0,143 > 0.$$

Условие второй группы предельных состояний по максимальному крайнему давлению не выполняется. Для удовлетворения условия (5.11) необходимо понизить

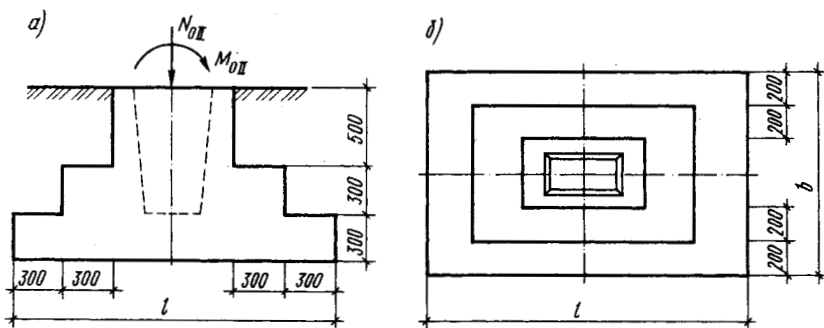


Рис. 5.21. Расчетная схема к примеру 5.2

напряжение в грунте основания, это достигается за счет увеличения размеров подошвы фундамента. Развивая площадь подошвы фундамента в плоскости действия изгибающего момента, примем длину подошвы фундамента $l=2,6$ м, а ширину подошвы фундамента оставим без изменений, т. е. $b=1,6$ м. Определим вес фундамента, пользуясь рис. 5.21, а, б:

$$N_{fII} = 0,025(2,6 \cdot 1,6 \cdot 0,3 + 2,0 \cdot 1,2 \cdot 0,3 + 1,4 \cdot 0,8 \cdot 0,5) = 0,063 \text{ МН},$$

а также вес грунта, лежащего на обрезах:

$$N_{гII} = 0,018(2,6 \cdot 1,6 \cdot 1,1 - 2,6 \cdot 1,6 \cdot 0,3 - 2,0 \cdot 1,2 \cdot 0,3 - 1,4 \cdot 0,8 \cdot 0,5) = 0,044 \text{ МН}.$$

Продольная сила в уровне фундамента

$$N_{II} = 1,25 + 0,063 + 0,044 = 1,357 \text{ МН}.$$

Максимальное и минимальное давления под гранями подошвы фундамента:

$$P_{\max} = \frac{1,357}{2,6 \cdot 1,6} + \frac{0,32 \cdot 6}{1,6 \cdot 2,6^2} = 0,504 \text{ МПа},$$

$$P_{\min} = \frac{1,357}{2,6 \cdot 1,6} - \frac{0,32 \cdot 6}{1,6 \cdot 2,6^2} = 0,149 \text{ МПа}.$$

Так как ширина подошвы фундамента не изменилась, то значение расчетного

сопротивления грунта основания остается прежним: $R=0,43$ МПа. Проверяем выполнение условий (5.11) и (5.12)

$$p_{\max}=0,504 < 1,2R=0,516 \text{ МПа}; p_{\min}=0,149 > 0.$$

Проверим выполнение условия (5.13):

$$p=1,357/(1,6 \cdot 2,6)=0,326 < R=0,43 \text{ МПа}.$$

Все условия второй группы предельных состояний выполняются, а недонапряжение в грунте основания по максимальному давлению составляет 2%; следовательно, размеры фундамента подобраны удовлетворительно.

■ **Пример 5.3.** Рассчитать основание плитного фундамента под многоэтажное здание, выполненного по жесткой конструктивной схеме. Размеры фундамента в плане 30×30 м, толщина плитной части фундамента 1,2 м, глубина заложения фундамента $d=3,5$ м. В уровне подошвы фундамента действуют следующие нагрузки: $N_{\text{п}}=250$ МН, момент от действия ветровой нагрузки $M_{\text{п}}=170$ МН м, соотношение длины здания к его высоте $L/H=0,67$. Основные исходные данные о грунтах строительной площадки приведены на рис. 5.22. Угол внутреннего трения и удельное сцепление грунтов строительной площадки определяли по данным лабораторных исследований грунтов.

Решение. По табл. 4.4 для заданных грунтовых условий строительной площадки соотношения $L/H=0,67$ выберем значения коэффициентов условий работы $\gamma_{c1}=1,1$, $\gamma_{c2}=1,0$. Значения безразмерных коэффициентов для суглинка определим по

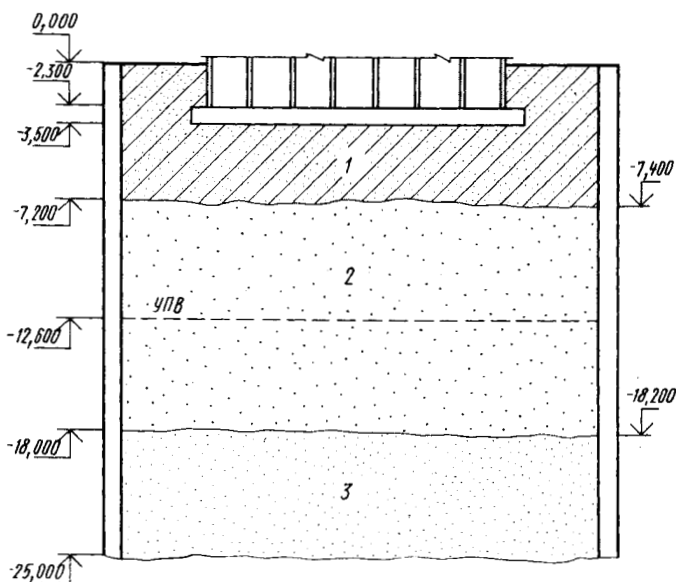


Рис. 5.22. Геологический профиль строительной площадки к примеру 5.3:

1 — суглинок мягкопластичный ($e=0,65$; $J_L=0,6$; $\gamma=0,02$ МН/м³; $\varphi_{\text{п}}=18^\circ$; $c_{\text{п}}=0,025$; $E=16$ МПа); 2 — песок мелкий ($e=0,45$; $\gamma=0,0175$; $\gamma_s=0,025$ МН/м³; $\varphi=16^\circ$; $c_{\text{п}}=0,006$ МПа; $E=20$ МПа); 3 — песок средней крупности ($e=0,5$; $\gamma=0,019$ МН/м; $\gamma_s=0,0265$ МН/м³; $\varphi=38^\circ$; $c_{\text{п}}=0,004$ МПа; $E=30$ МПа)

данным табл. 4.5 для $\varphi_{II} = 18^\circ$, $M_1 = 0,43$, $M_2 = 2,73$, $M_3 = 5,31$. Среднее значение удельного веса грунтов, залегающих под подошвой фундамента, найдем с учетом взвешивающего действия воды. Удельный вес грунта второго и третьего слоев с учетом взвешивающего действия воды найдем по формуле (1.9):

$$\gamma_{сб2} = \frac{0,25 - 0,01}{1 + 0,45} = 0,0103 \text{ МН/м}^3;$$

$$\gamma_{сб3} = \frac{0,265 - 0,01}{1 + 0,5} = 0,011 \text{ МН/м}^3.$$

Среднеинтервальный удельный вес грунта под подошвой фундамента определяем из выражения (4.11) в пределах глубины $h = 18,5$ м (см. рис. 5.22):

$$\gamma_{II} = \frac{0,02 \cdot 7,2 + 0,0175 \cdot 5,4 + 0,0103 \cdot 5,4 + 0,011 \cdot 0,5}{7,2 + 5,4 + 5,4 + 0,5} = 0,0162 \text{ МН/м}^3.$$

В рассматриваемом примере ширина фундамента $b = 30$ м > 10 м, поэтому значение коэффициента k_z , входящего в формулу (4.10), найдем из выражения $k_z = 8/30 + 0,2 = 0,467$.

Расчетное сопротивление грунта основания определим по формуле (4.10):

$$R = \frac{1,1 \cdot 1,0}{1,0} (0,43 \cdot 0,467 \cdot 30 \cdot 0,0162 + 2,73 \cdot 3,5 \cdot 0,02 + 5,31 \cdot 0,025) = 0,464 \text{ МПа}.$$

Максимальное и минимальное давления в основании под подошвой фундамента от действия расчетных нагрузок найдем по формулам (5.10):

$$p_{\max} = \frac{250}{30 \cdot 30} + \frac{170 \cdot 6}{30 \cdot 30^2} = 0,316 \text{ МПа};$$

$$p_{\min} = \frac{250}{30 \cdot 30} - \frac{170 \cdot 6}{30 \cdot 30^2} = 0,24 \text{ МПа}.$$

Проверяем выполнение условий (5.11) и (5.12):

$$p_{\max} = 0,316 < 1,2R = 0,556 \text{ МПа}; \quad p_{\min} = 0,24 > 0.$$

Проверяем выполнение условия (5.13):

$$p = 250/(30 \cdot 30) = 0,278 < R = 0,464 \text{ МПа}.$$

Все условия выполняются; следовательно, проектируемое основание удовлетворяет основному требованию и его расчет можно вести с использованием теории линейно деформируемой среды.

5.5. Расчет фундаментов при действии горизонтальных нагрузок

При действии горизонтальных нагрузок значительной интенсивности могут происходить следующие деформации фундаментов: *сдвиг по подошве и сдвиг с частью массива грунта*.

Расчет устойчивости фундамента на сдвиг по подошве нормы рекомендуют выполнять по первой группе предельных состояний, если не выполняется условие (4.24), т. е. тангенс угла наклона равнодействующей внешних нагрузок δ больше либо равен синусу угла внутреннего трения φ_1 грунта несущего слоя (рис. 4.9).

Условие недопущения сдвига фундамента по подошве принимают в виде

$$\sum F_{sa} \leq (\gamma_c \sum F_{s,r}) / \gamma_n, \quad (5.16)$$

где $\sum F_{sa}$ и $\sum F_{s,r}$ — суммы горизонтальных проекций на плоскость скольжения соответственно расчетных сдвигающих и удерживающих сил, определяемых с учетом активного и пассивного давления грунта по боковым граням фундамента: γ_c и γ_n — соответственно коэффициент условий работы и надежности, имеющие те же значения, что и в формуле (4.16).

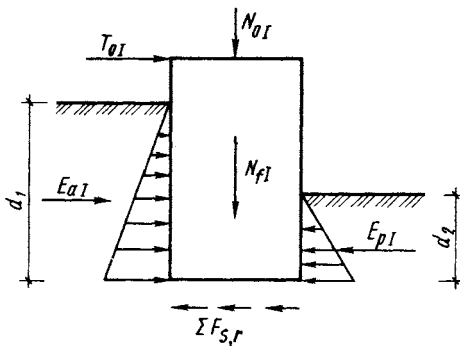


Рис. 5.23. Расчетная схема при действии значительных горизонтальных нагрузок

Сумма расчетных удерживающих сил будет складываться из сил трения, образующихся по подошве фундамента (рис. 5.23), и сил трения по боковым граням фундамента от активного давления грунта, которые параллельны плоскости чертежа на рис. 5.23 или линии действия расчетной сдвигающей силы:

$$\sum F_{s,r} = (N_{01} + N_{f1} + 2E_{a1})f + E_{p1}, \quad (5.18)$$

где f — расчетный коэффициент трения материала фундамента по грунту.

Активное и пассивное давление грунта обратной засыпки при вертикальной грани и наличии сцепления определяют из выражений

$$\left. \begin{aligned} E_{a1} &= (\gamma_1 d_1^2 / 2 + q d_1) \operatorname{tg}^2 (45^\circ - \varphi_1 / 2) - \\ &\quad - 2c d_1 \operatorname{tg} (45^\circ - \varphi_1 / 2) + 2c^2 / \gamma_1; \\ E_{p1} &= (\gamma_1 d_2^2 / 2 - q d_2) \operatorname{tg}^2 (45^\circ + \varphi_1 / 2) + \\ &\quad + 2c d_2 \operatorname{tg} (45^\circ + \varphi_1 / 2). \end{aligned} \right\} \quad (5.19)$$

При неоднородном сложении основания при расположении грунта на откосе, а также если пригрузка с разных сторон фундамента неодинакова, причем интенсивность большей из них превышает

$0,5R$ (R — расчетное сопротивление грунта основания второй группы предельных состояний), возможна потеря устойчивости фундамента с частью массива грунта в пределах поверхности скольжения ABC (рис. 5.24). В этом случае расчет основания выполняют графоаналитическим методом круглоцилиндрических или ломаных поверхностей скольжения.

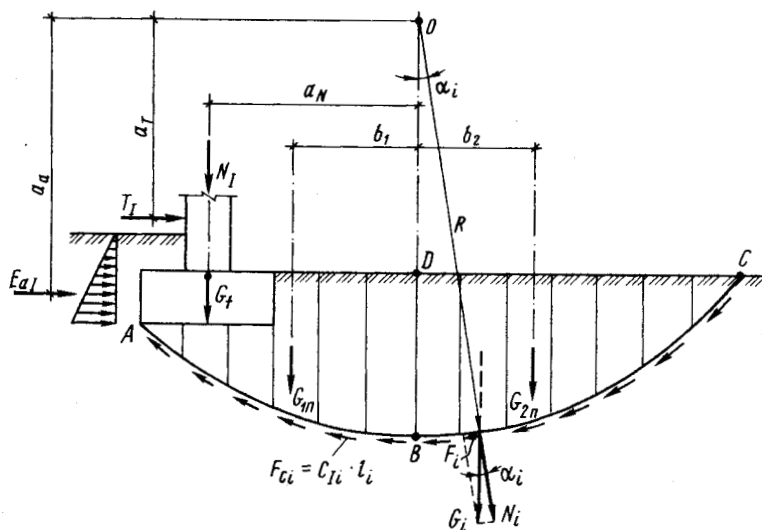


Рис. 5.24. Расчетная схема к определению устойчивости фундамента с массивом грунта при сдвиге по круглоцилиндрической поверхности скольжения

При расчете устойчивости по круглоцилиндрическим поверхностям скольжения предполагают, что сдвиг основания, потерявшего устойчивость, происходит по поверхности скольжения ABC (рис. 5.24) относительно центра вращения O . Сущность такого метода заключается в том, чтобы отношение суммы моментов всех сил, удерживающих основание относительно центра вращения, к сумме моментов сдвигающих (вращающих) сил превышало минимальное значение коэффициента запаса устойчивости.

Расчет проводят в такой последовательности. Задавшись центром вращения O , образуют след круглоцилиндрической поверхности радиусом R относительно точки O . Призму вращения ABC делят вертикальными плоскостями на n отсеков с определением их центров тяжести. Вычислив вес каждого отсека и сложив его с внешней нагрузкой, приложенной к данному отсеку, если таковая имеется, получим нагрузку от каждого блока G_i , которую прикладывают к части основания в точке пересечения вертикали, проходящей

через центр тяжести отсека с поверхностью скольжения. Эту силу G_i раскладывают на две составляющие: N_i , действующую нормально к поверхности скольжения, и F_i , касательную к этой поверхности (рис. 5.24).

Силу трения по поверхности скольжения в пределах каждого отсека можно найти из выражения

$$T_i = N_i \operatorname{tg} \varphi_i = G_i \cos \alpha_i \operatorname{tg} \varphi_{ii}, \quad (5.20)$$

где N_i — вертикальная составляющая от веса i -го блока; φ_{ii} — угол внутреннего трения грунта по поверхности скольжения при расчете по первой группе предельных состояний для i -го отсека; α_i — угол между вертикалью и радиусом дуги скольжения, проведенным в точку приложения усилия G_i .

Помимо сил трения, действующих в пределах каждого отдельного отсека, сдвигу призмы вращения в условиях плоской задачи будут препятствовать и силы сцепления грунта, действующие по всей поверхности скольжения:

$$F_c = \sum c_{ii} l_i, \quad (5.21)$$

где c_{ii} — расчетное значение сцепления в пределах i -го отсека; l_i — длина участка поверхности скольжения.

Следовательно, момент удерживающих сил относительно центра скольжения O в условиях плоской задачи (см. рис. 5.24) будет равен

$$M_{st} = R \sum N_i \operatorname{tg} \varphi_{ii} + R \sum c_{ii} l_i. \quad (5.22)$$

Сдвигающий момент с учетом вертикальной N_1 и горизонтальной T_1 нагрузок, приложенных к фундаменту, определяют по формуле

$$M_{sa} = (N_1 + G_f) a_N + T_1 a_T + E_{a1} a_a + G_1 b_1 - G_2 b_2, \quad (5.23)$$

где G_1 — вес сдвигающей призмы ABD ; G_2 — то же, удерживающей призмы BCD .

В случае горизонтальной поверхности $G_1 = G_2$ получим

$$M_{sa} = (N_1 + G_f) a_N + T_1 a_T + E_{a1} a_a. \quad (5.24)$$

Коэффициент запаса устойчивости будет равен

$$\eta = \frac{R \sum N_i \operatorname{tg} \varphi_{ii} + R \sum c_{ii} l_i}{(N_1 + G_f) a_N + T_1 a_T + E_{a1} a_a + G_1 b_1 - G_2 b_2} \geq \eta_u, \quad (5.25)$$

где η_u — предельное значение коэффициента устойчивости (обычно $\eta_u = 1,2$).

По приведенной выше методике удастся получить лишь одно значение коэффициента запаса устойчивости. Однако через точку A можно провести бесконечное множество поверхностей скольжения, каждой из которых будет соответствовать своей коэффициент

запаса устойчивости, в то время как практический интерес будет представлять его минимальное значение.

Минимальное значение коэффициента запаса устойчивости определяют с помощью нескольких построений. Обычно намечают не менее девяти центров вращения O_1, O_2, \dots, O_9 (рис. 5.25), для каждого из которых находят значения $\eta_1, \eta_2, \dots, \eta_9$. От центров,

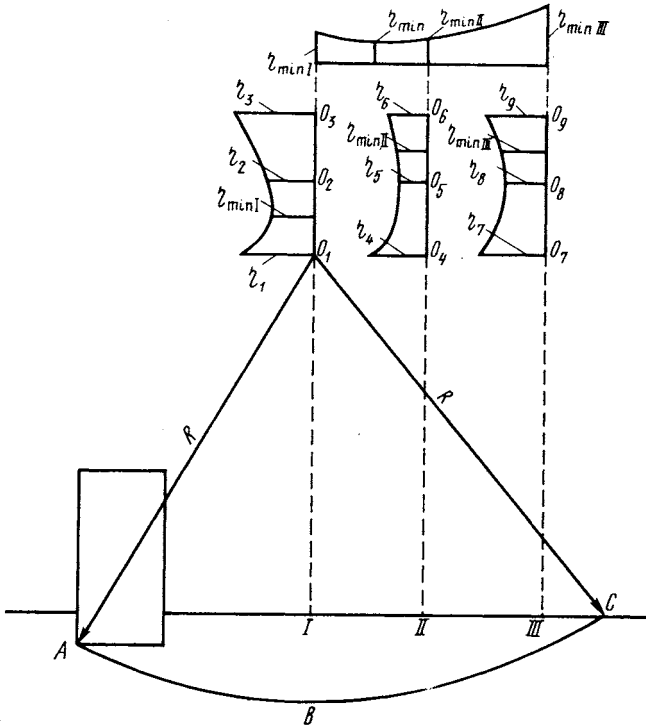


Рис. 5.25. Расчетная схема к определению минимального коэффициента устойчивости

расположенных на вертикальной плоскости, в любом масштабе в горизонтальном направлении проводят отрезки величиной η_1, η_2 и η_3 , соединяя концы отрезков огибающей находят значение $\eta_{\min I}$. Затем переходят к другой тройке центров O_4, O_5 и O_6 , расположенных на другой вертикальной плоскости II , и для них находят значение $\eta_{\min II}$ и, наконец, находят значение $\eta_{\min III}$ для последней тройки центров. Выполнив дополнительное построение (рис. 5.25) по $\eta_{\min I}, \eta_{\min II}$ и $\eta_{\min III}$, находят окончательное значение коэффициента запаса устойчивости η_{\min} .

Учитывая большую трудоемкость данного метода расчета, его удобно выполнять с помощью ЭВМ, тем более что разработаны специальные пакеты прикладных программ, позволяющих легко находить требуемое значение коэффициента запаса устойчивости.

ГЛАВА 6 РАСЧЕТ ОСАДОК ФУНДАМЕНТОВ

6.1. Расчет осадки по схеме линейно деформируемого полупространства методом послойного суммирования

Осадки, возможные в период строительства и эксплуатации, определяют, используя решения теории линейно деформируемых сред. Как уже отмечалось выше, основное условие применимости к грунтам теории линейного деформирования заключается в том, чтобы напряжения по подошве фундамента находились в пределах первых двух фаз напряженного состояния грунта, т. е. соблюдалось условие $p \leq R$. Помимо данного в методе послойного суммирования используют и другие упрощающие гипотезы. В частности, считается, что *осадка зависит только от вертикального давления*, создаваемого фундаментом сооружения, другие компоненты напряжений не учитываются. Предполагается также, что *боковое расширение грунта невозможно, а фундамент не имеет жесткости*.

Осадка основания в методе послойного суммирования зависит от вертикального *дополнительного давления* p_0 , равного разности между средним давлением p и вертикальными напряжениями от собственного веса грунта на уровне центра подошвы фундамента σ_{zg0} , так как считается, что грунты основания уплотнились от действия собственного веса грунта задолго до начала строительства, т. е.

$$p_0 = p - \sigma_{zg0}. \quad (6.1)$$

Зная дополнительное давление, определяют его распределение в толще грунтового основания (рис. 6.1) под центральной точкой подошвы фундамента с помощью формулы (1.4) $\sigma_{zp} = \alpha p_0$. В связи с тем что вертикальные напряжения в грунте основания убывают постепенно и равны нулю в бесконечности, сжимаемую толщу основания H_c ограничивают глубиной, на которой вертикальные напряжения от действия дополнительного давления не превышают 20% одноименных напряжений от собственного веса грунта (рис. 6.1):

$$\sigma_{zp} \leq 0,2\sigma_{zg}. \quad (6.2)$$

Если найденная по этому условию нижняя граница сжимаемой толщи находится в слое грунта, модуль упругости которого $E < 5$ МПа, или такой слой залегает непосредственно под нею, то его

включают в сжимаемую толщу основания, назначая H_c , исходя из условия:

$$\sigma_{zp} \leq 0,1\sigma_{zg}. \quad (6.3)$$

В целях упрощения расчетов на эпюру вертикальных напряжений в равном масштабе накладывают вспомогательную эпюру напряжений от собственного веса грунта, значения абсцисс которой составляют 20 или 10% (в зависимости от грунтовых условий) соответствующего значения напряжения от собственного веса грунта. Точка пересечения вспомогательной эпюры с эпюрой вертикальных напряжений от дополнительного давления и будет нижней границей сжимаемой толщи грунта основания.

Отыскать значения σ_{zp} в пределах сжимаемой толщи основания, ее разбивают на элементарные слои, высота которых не должна превышать $0,4b$, где b — ширина подошвы фундамента. Данное условие ($h_i \leq 0,4b$) следует соблюдать для обеспечения необходимой точности расчета. Если известно среднее напряжение в одном элементарном слое грунта (см. рис. 6.1), можно легко отыскать его осадку по формуле

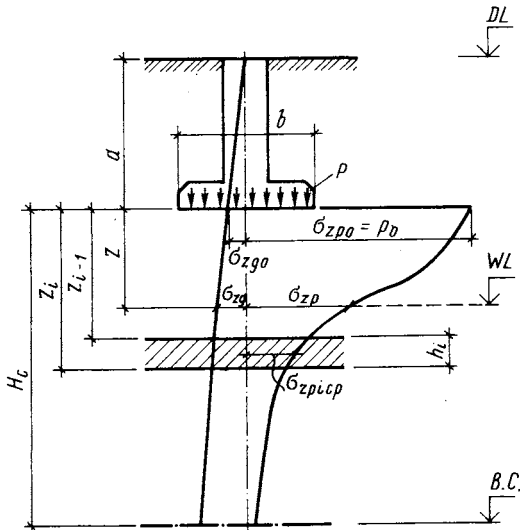


Рис. 6.1. Схема к расчету осадки по методу линейно деформируемого полупространства

$$s_i = \frac{\beta}{E_i} \sigma_{zp,icp} h_i. \quad (6.4)$$

Тогда полную осадку фундамента можно найти простым суммированием осадок всех элементарных слоев в пределах сжимаемой толщи с помощью выражения

$$s = \beta \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{zp,icp} h_i}{E_i}, \quad (6.5)$$

где β — коэффициент, зависящий от коэффициента относительных поперечных деформаций ν (нормы рекомендуют принимать $\beta=0,8$ для всех грунтов, тем самым учитывая некоторую условность расчетной схемы); $\sigma_{zp,icp} = (\sigma_{zp,i-1} + \sigma_{zp,i})/2$ — среднее напряжение в i -м элементарном слое; h_i — высота i -го слоя грунта; E_i — модуль деформации i -го слоя грунта.

Метод послойного суммирования позволяет определять осадку не только центральной точки подошвы фундамента. С его помощью можно вычислить осадку любой точки в пределах или вне пределов фундамента. Для этого следует воспользоваться методом угловых точек, позволяющим строить эпюру напряжений на вертикали, проходящей через точку, для которой требуется расчет осадки.

Аналогично, метод угловых точек позволяет учесть дополнительную осадку проектируемого фундамента, возможную в результате влияния рядом расположенных соседних фундаментам.

Последовательность расчета осадки методом послойного суммирования с помощью современных ЭВМ можно проиллюстрировать алгоритмом расчета, который приведен ниже (блок-схема алгоритма показана на рис. 6.2).

1. Ввод исходной информации о конструкции фундамента b, l, d , действующем усилии N , грунтовых условиях строительной площадки, характеристиках E, γ, γ_s, l , мощностях отдельных пластов грунта h и отметке уровня подземных вод.

2. Вычисление вертикального напряжения от действия собственного веса грунта и среднего давления на уровне подошвы фундамента σ_{zp0}, p .

3. Определение дополнительного давления по подошве фундамента p_0 .

4. Определение соотношения $\eta = l/b$.

5. Вычисление мощности элементарного слоя $h_i = 0,4b$.

6. Вычисление соотношения $\zeta_i = 2\gamma_i/b$.

7. Определение напряжения от действия собственного веса грунта по подошве элементарного слоя грунта σ_{zgi} .

8. Обращение к массиву информации, содержащему данные о коэффициенте рассеивания напряжений α , и вычисление дополнительных вертикальных напряжений на границе элементарного слоя $\sigma_{zp,i-1}, \sigma_{zp,i}$.

9. Нахождение среднего напряжения в элементарном слое $\sigma_{zp,icp}$.

10. Расчет осадки элементарного слоя $\sigma_{zp,icp}$.

11. Запись в оперативную память значения s_i и суммирование накопленных результатов.

12. Проверка условия, меньше ли модуль деформации элементарного слоя, чем 5 МПа:

если да, то переход к п. 14;

если нет, то переход к п. 13.

13. Проверка условия, меньше ли $0,2\sigma_{zg}$ дополнительного вертикального напряжения в данном элементарном слое на той же глубине:

если да, то переход к п. 15;

если нет, то переход к рассмотрению следующего элементарного слоя и передача управления на п. 6 данного алгоритма.

14. Проверка условия, меньше ли $0,1\sigma_{zg}$ дополнительного вертикального напряжения в рассматриваемом слое на той же глубине:

если да, то переход к п. 15;

если нет, то переход к рассмотрению следующего элементарного слоя и передача управления на п. 6.

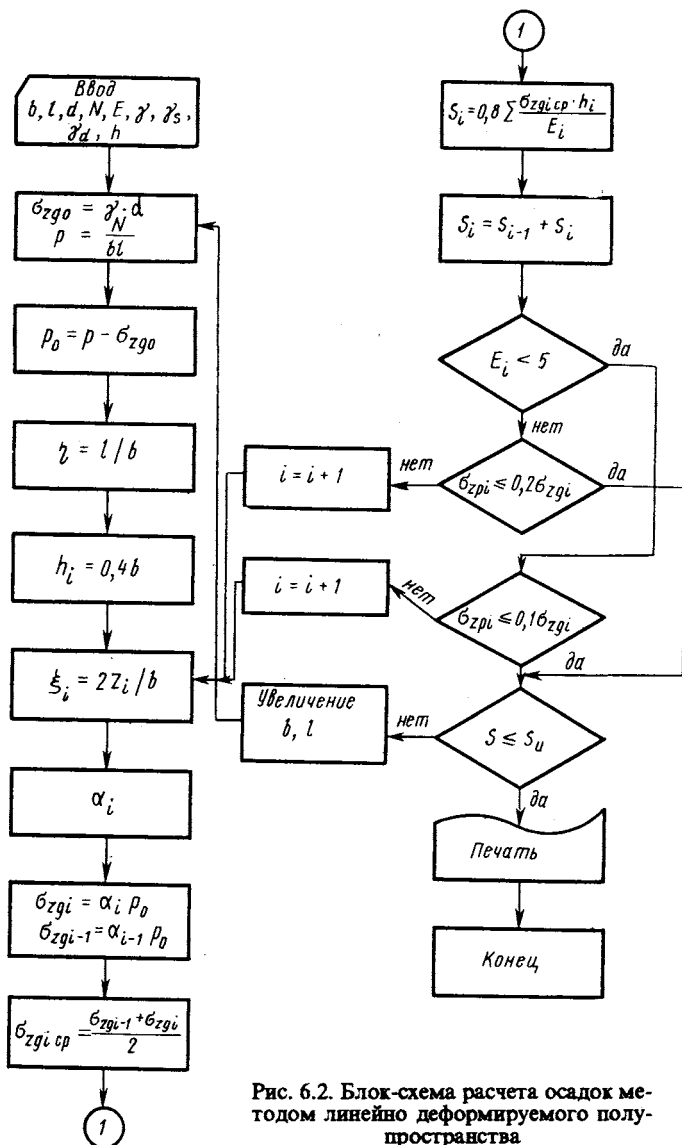


Рис. 6.2. Блок-схема расчета осадок методом линейно деформируемого полупространства

15. Проверка условия, превышает ли величина полученной осадки предельно допустимую:

если да, то увеличение размеров подошвы фундамента и переход к п. 2;
если нет, то переход к п. 16.

16. Печать результатов расчета (итоговой осадки).

17. Конец расчета.

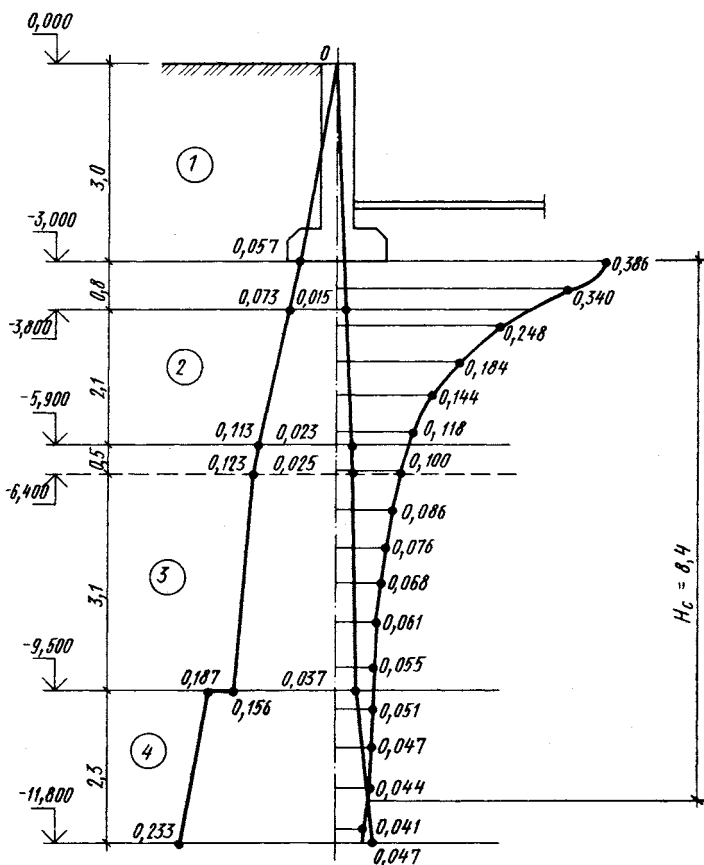


Рис. 6.3. Расчетная схема к примеру 6.1

■ **Пример 6.1.** Вычислить осадку ленточного фундамента, рассмотренного в примере 5.1.

Решение. Воспользовавшись данными о грунтовых условиях строительной площадки, приведенными на рис. 5.14, найдем удельный вес 3-го слоя грунта с учетом взвешивающего действия воды по формуле (1.9):

$$\gamma_{\text{обз}} = (0,0272 - 0,01) / (1 + 0,63) = 0,0106 \text{ МН/м}^3.$$

Находим значения эноры вертикальных напряжений от действия собственного веса грунта по формуле (2.10) и вспомогательной $0,2\sigma_{zg}$:
на поверхности земли

$$\sigma_{zg} = 0; 0,2\sigma_{zg} = 0;$$

на уровне подошвы фундамента

$$\sigma_{zg0} = 0,0191 \cdot 3 = 0,057 \text{ МПа}; 0,2\sigma_{zg0} = 0,001 \text{ МПа};$$

на уровне контакта 1-го и 2-го слоев

$$\sigma_{zg1} = 0,0191 \cdot 3,8 = 0,073 \text{ МПа}; 0,2\sigma_{zg1} = 0,015 \text{ МПа};$$

на уровне контакта 2-го и 3-го слоев

$$\sigma_{zg2} = 0,073 + 0,0192 \cdot 2,1 = 0,113 \text{ МПа}; 0,2\sigma_{zg2} = 0,023 \text{ МПа};$$

в 3-м слое на уровне подземных вод

$$\sigma_{zg2} = 0,113 + 0,0196 \cdot 0,5 = 0,123 \text{ МПа}; 0,2\sigma'_{zg2} = 0,025 \text{ МПа};$$

на уровне контакта 3-го и 4-го слоев с учетом взвешивающего действия воды

$$\sigma_{zg3} = 0,123 + 0,0106 \cdot 3,1 = 0,156 \text{ МПа}; 0,2\sigma_{zg3} = 0,031 \text{ МПа}.$$

Нижне 3-го слоя супеси залегает глина в полутвердом состоянии, являющаяся водоупорным слоем, поэтому к вертикальному напряжению на кровлю глины добавятся гидростатическое давление столба воды, находящегося над глиной,

$$\sigma_w = 0,01 \cdot 3,1 = 0,031 \text{ МПа};$$

полное вертикальное напряжение, действующее на кровлю глины,

$$\sigma_{zg4} = 0,156 + 0,031 = 0,187 \text{ МПа}; 0,2\sigma_{zg4} = 0,037 \text{ МПа};$$

вертикальное напряжение по подошве 4-го слоя глины

$$\sigma_{zg5} = 0,187 + 0,02 \cdot 2,3 = 0,233 \text{ МПа}; 0,2\sigma_{zg5} = 0,047 \text{ МПа}.$$

По полученным данным построим эпюры вертикальных напряжений и вспомогательную (рис. 6.3).

По формуле (6.1) найдем дополнительное вертикальное давление по подошве фундамента:

$$p_0 = 0,443 - 0,057 = 0,386 \text{ МПа}.$$

Для ленточного фундамента соотношение $\eta > 10$. Чтобы избежать интерполяции, по табл. 2.1 зададимся соотношением $\zeta = 0,4$, тогда высота элементарного слоя грунта составит

$$h_i = 0,4 \cdot 1,4/2 = 0,28 \text{ м}.$$

Условие $h_i = 0,28 \leq 0,4b = 0,56$ м удовлетворяется с большим запасом, поэтому в целях сокращения вычислений увеличим высоту элементарного слоя вдвое, чтобы, с одной стороны, соотношение ζ было кратным 0,4, а с другой — выполнялось прежнее условие $h_i = 0,56 \leq 0,4b = 0,56$ м.

Построим эпюру дополнительных вертикальных напряжений от внешней нагрузки в толще основания рассчитываемого фундамента, используя формулу (2.4) и данные табл. 2.1, определяя нижнюю границу сжимаемой толщи ($H_c = 8,4$ м) по точке пересечения вспомогательной эпюры дополнительного давления (см. рис. 6.3). Все вычисления проведем в табличной форме.

Наименование слоя грунта	z, м	$\frac{2z}{b}$ $\zeta = \frac{2z}{b}$	α	$\sigma_{zp} = \alpha p_0$, МПа	E, МПа
Песок средней крупности средней плотности	0	0	1	0,386	15
	0,56	0,8	0,881	0,340	
Песок пылеватый, влажный сред- ней плотности	1,12	1,6	0,642	0,248	5
	1,68	2,4	0,477	0,184	
	2,24	3,2	0,374	0,144	
	2,80	4,0	0,306	0,118	

Продолжение табл.

Наименование слоя грунта	z, м	$\zeta = \frac{2z}{b}$	α	$\sigma_{zp} = \alpha p_0$, МПа	E, МПа
Супесь пластичная	3,36	4,8	0,258	0,100	16
	3,92	5,6	0,223	0,086	
	4,48	6,4	0,196	0,076	
	5,04	7,2	0,175	0,068	
	5,60	8,0	0,158	0,061	
	6,16	8,8	0,143	0,055	
Глина полутвердая	6,72	9,60	0,132	0,051	12
	7,28	10,4	0,122	0,047	
	7,84	11,2	0,113	0,044	
	8,40	12,0	0,106	0,041	

Используя формулу (6.5), вычислим осадку фундамента, пренебрегая различием модуля деформации на границе слоев грунта, принимая во внимание, что данное предположение незначительно скажется на результатах расчета:

$$\begin{aligned}
 s = & \frac{0,8 \cdot 0,56}{15} \left(\frac{0,386 + 0,34}{2} + \frac{0,34 + 0,248}{2} \right) + \\
 & + \frac{0,8 \cdot 0,58}{5} \left(\frac{0,248 + 0,184}{2} + \frac{0,184 \cdot 0,144}{2} + \frac{0,144 \cdot 0,118}{2} + \right. \\
 & \left. + \frac{0,118 + 0,1}{2} \right) + \frac{0,8 \cdot 0,56}{16} \left(\frac{0,1 + 0,086}{2} + \frac{0,086 + 0,076}{2} + \right. \\
 & \left. + \frac{0,076 + 0,068}{2} + \frac{0,068 + 0,061}{2} + \frac{0,061 + 0,055}{2} + \frac{0,055 + 0,051}{2} \right) + \\
 & + \frac{0,8 \cdot 0,56}{12} \left(\frac{0,051 + 0,047}{2} + \frac{0,047 + 0,044}{2} + \right. \\
 & \left. + \frac{0,044 + 0,041}{2} \right) = 0,091 \text{ м} = 9,1 \text{ см.}
 \end{aligned}$$

По табл. 4.3 для крупнооблочного жилого дома величина предельно допустимой осадки $s_d = 10$ см. В рассматриваемом случае $s = 9,1 < s_d = 10$ см, следовательно, основное условие расчета по второй группе предельных состояний удовлетворяется.

6.2. Расчет осадки по схеме линейно деформируемого слоя

Помимо метода послойного суммирования, который применяют в основном при расчете небольших по размерам фундаментов зданий и сооружений и отсутствии в основании пластов очень плотных малосжимаемых грунтов, в настоящее время используют

и другой метод расчета осадок, называемый методом линейно деформируемого слоя.

В данном методе расчета, как и в предыдущем, основание моделируется *линейно деформируемым телом*, однако считается, что *деформации в слое грунта развиваются под действием всех компонентов напряжений*, а осадка фундамента равна средней осадке поверхности грунта, происходящей под действием *равномерно распределенной* по площади нагрузки, причем предполагается, что фундамент имеет *жесткость*.

Метод линейно деформируемого слоя используют в следующих случаях:

а) в пределах сжимаемой толщи основания, определенной с помощью метода послойного суммирования H_c , находится слой грунта с модулем деформации $E \geq 100$ МПа и толщиной h_1 , удовлетворяющей условию

$$h_1 \geq H_c (1 - \sqrt[3]{E_2/E_1}), \quad (6.6)$$

где E_2 — модуль деформации грунта, подстилающего вышележащий слой с модулем деформации E_1 ;

б) ширина или диаметр фундамента $b \geq 10$ м, если в основании залегают грунты, модуль деформации которых $E \geq 10$ МПа.

Схему линейно деформируемого слоя разрешается применять для фундаментов с шириной подошвы $b \geq 10$ м и при наличии в пределах сжимаемой толщи основания слоев грунта с модулем деформации $E < 10$ МПа, если их суммарная толщина не превышает $0,2H$.

Высоту линейно деформируемого слоя H (рис. 6.4) принимают либо до кровли грунта, имеющего модуль деформации $E \geq 100$ МПа, либо при ширине фундамента $b \geq 10$ м

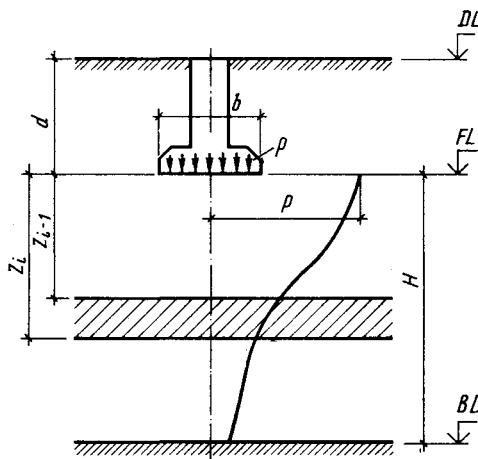


Рис. 6.4. Схема к расчету осадок методом линейно деформируемого слоя

$$H = (H_0 + \Psi b) k_p, \quad (6.7)$$

где H_0 и Ψ принимают соответственно равными для оснований из пылевато-глинистых грунтов 9 м и 0,15, песчаных — 6 м и 0,1; b — ширина подошвы фундамента; k_p — коэффициент, принимае-

мый равным $k_p=0,8$, если среднее давление под подошвой фундамента $p=0,1$ МПа; $k_p=1,2$ при $p=0,5$ МПа, а при промежуточных значениях — с помощью линейной интерполяции.

В случае, если в основании имеются пылевато-глинистые и песчаные грунты, значение H находят по формуле

$$H = H_s + h_{cd}/3, \quad (6.8)$$

где H_s — высота слоя, вычисленная по формуле (6.7) в предположении, что основание сложено только песчаными грунтами; h_{cd} — суммарная высота слоев пылевато-глинистых грунтов, находящихся в пределах от подошвы фундамента до глубины, равной H_{cd} — значению H , вычисленному по формуле (6.7) в предположении, что основание сложено только пылевато-глинистыми грунтами.

Следует заметить, что в соответствии с действующими нормами величина H , найденная по формулам (6.7) и (6.8), должна быть увеличена на толщину слоя грунта с модулем деформации $E < 10$ МПа, если этот слой расположен ниже H и его высота не превышает $0,2H$. При большей высоте слоя такого грунта, а также если выше лежащие слои грунта имеют модуль деформации $E < 10$ МПа, расчет осадок основания следует выполнять по схеме линейно деформируемого полупространства методом послойного суммирования.

Осадку основания с использованием расчетной схемы линейно деформируемого слоя (рис. 6.4) определяют по формуле

$$s = \frac{pbk_c}{k_m} \sum_{i=1}^n \frac{k_i - k_{i-1}}{E_i}, \quad (6.9)$$

где p — среднее давление под подошвой фундамента (при $b < 10$ м принимается $p = p_0$); b — ширина прямоугольного или диаметр круглого фундамента; k_c и k_m — коэффициенты, принимаемые по данным табл. 6.1 и 6.2; n — количество слоев, различающихся по сжимаемости в пределах расчетной высоты слоя H ; k_i и k_{i-1} — коэффициенты, определяемые по табл. 6.3 в зависимости от формы фундамента, соотношения сторон прямоугольного фундамента и относительной глубины, на которой расположены подошва и кровля i -го слоя соответственно:

$$\zeta_i = 2z_i/b; \quad \zeta_{i-1} = 2z_{i-1}/b, \quad (6.10)$$

E_i — модуль деформации i -го слоя грунта.

При промежуточных значениях ξ и η значение коэффициентов k по табл. 6.3 определяют с помощью линейной интерполяции.

Метод линейно деформируемого слоя разрешается применять и при расчете небольших фундаментов при $b < 10$ м, в этом случае мощность сжимаемой толщи находят с помощью метода линейно деформируемого полупространства, а давление по подошве фундамента принимают равным дополнительному давлению $p = p_0$.

Рекомендуемый алгоритм расчета осадок фундаментов по мето-

ду линейно деформируемого слоя, пригодный для реализации на ЭВМ, приведен ниже (блок-схема алгоритма показана на рис. 6.5).

Таблица 6.1. Значения k_c

Относительная высота слоя $\xi' = 2H/b$	k_c
$0 < \xi' \leq 0,5$	1,5
$0,5 < \xi' \leq 1$	1,4
$1 < \xi' \leq 2$	1,3
$2 < \xi' \leq 3$	1,2
$3 < \xi' \leq 5$	1,1
$\xi' > 5$	1,0

Таблица 6.2. Значения k_m

Среднее значение модуля деформации основания E , МПа	k_m при ширине фундамента b , м, равной		
	$b < 10$	$10 \leq b \leq 15$	$b > 15$
< 10	1	1	1
≥ 10	1	1,35	1,5

Таблица 6.3. Значения k

$\xi = 2z/b$	k для фундаментов							ленточных при $\eta \geq 10$
	круглых	прямоугольных с соотношением сторон $\eta = l/b$, равным					5	
		1	1,4	1,8	2,4	3,2		
0,0	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
0,4	0,090	0,100	0,100	0,100	0,100	0,100	0,100	0,104
0,8	0,179	0,200	0,200	0,200	0,200	0,200	0,200	0,208
1,2	0,266	0,299	0,300	0,300	0,300	0,300	0,300	0,311
1,6	0,348	0,380	0,394	0,397	0,397	0,397	0,397	0,412
2,0	0,411	0,445	0,472	0,482	0,486	0,486	0,486	0,511
2,4	0,461	0,499	0,538	0,556	0,565	0,567	0,567	0,605
2,8	0,501	0,542	0,592	0,618	0,635	0,640	0,640	0,687
3,2	0,532	0,577	0,637	0,671	0,696	0,709	0,709	0,763
3,6	0,558	0,606	0,676	0,717	0,750	0,768	0,772	0,831
4,0	0,579	0,633	0,708	0,756	0,796	0,820	0,830	0,892
4,4	0,596	0,650	0,735	0,789	0,837	0,867	0,883	0,949
4,8	0,611	0,668	0,759	0,819	0,873	0,908	0,932	1,001
5,2	0,624	0,683	0,780	0,844	0,904	0,948	0,977	1,050
5,6	0,635	0,697	0,798	0,867	0,933	0,981	1,018	1,095
6,0	0,645	0,708	0,814	0,887	0,958	1,011	1,056	1,138
6,4	0,653	0,719	0,828	0,904	0,980	1,031	1,090	1,178
6,8	0,661	0,728	0,841	0,920	1,000	1,065	1,122	1,215
7,2	0,668	0,736	0,852	0,935	1,019	1,088	1,152	1,251
7,6	0,674	0,744	0,863	0,948	1,036	1,109	1,180	1,285
8,0	0,679	0,751	0,872	0,960	1,051	1,128	1,205	1,316
8,4	0,684	0,757	0,881	0,970	1,065	1,146	1,229	1,347
8,8	0,689	0,762	0,888	0,980	1,078	1,162	1,251	1,376
9,2	0,693	0,768	0,896	0,989	1,089	1,178	1,272	1,404
9,6	0,697	0,772	0,902	0,998	1,100	1,192	1,291	1,431
10,0	0,700	0,777	0,908	1,005	1,110	1,205	1,309	1,456
11,0	0,705	0,785	0,922	1,022	1,132	1,233	1,349	1,506
12,0	0,720	0,794	0,933	1,037	1,151	1,257	1,384	1,550

1. Ввод исходных данных о конструкции фундамента b , l , d , действующем давлении и грунтовых условиях строительной площадки h_i , E_i .

2. Проверка условия $b \geq 10$ м:

если да, то переход к п. 4;

если нет, то переход к п. 3.

3. Проверка, есть ли в пределах сжимаемой толщи основания слой грунта

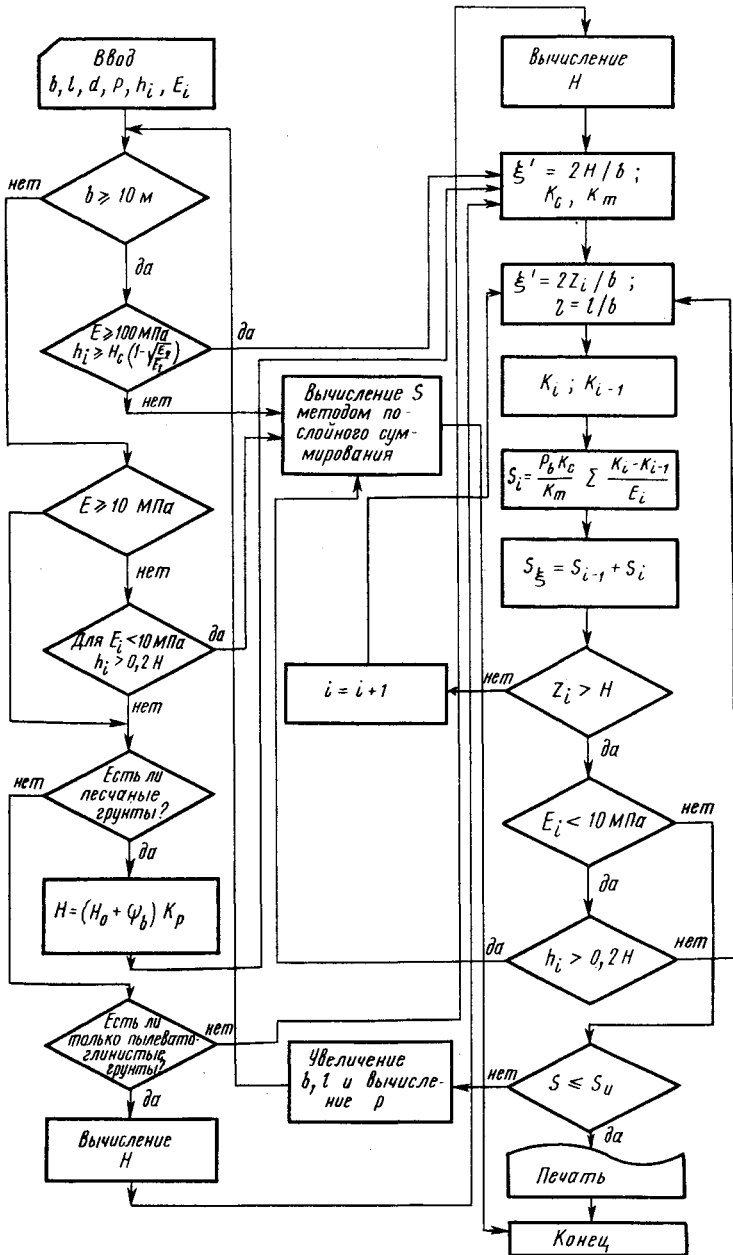


Рис. 6.5. Блок-схема расчета осадок методом линейно деформируемого слоя

с модулем деформации $E \geq 100$ МПа, для которого выполняется условие $h_i \geq N_c(1 - \sqrt[3]{E_2/E_1})$:

если да, то назначение высоты линейно деформируемого слоя H до кровли данного слоя и переход к п. 11;

если нет, то вызов из библиотеки программ, подпрограммы расчета осадок методом послойного суммирования и переход к п. 21.

4. Проверка условия, что модуль деформации грунтов основания $E \geq 10$ МПа:

если да, то переход к п. 6;

если нет, то переход к п. 5.

5. Проверка условия, составляет ли общая толща грунтов основания, имеющих модуль деформаций $E < 10$ МПа, высоту более чем $0,2H$:

если да, то вызов из библиотеки программ подпрограммы расчета осадок методом послойного суммирования и переход к п. 21;

если нет, то переход к п. 6.

6. Проверка условия, залегают ли в основании фундамента только песчаные грунты:

если да, то переход к п. 7;

если нет, то переход к п. 8.

7. Вычисление высоты линейно деформируемого слоя по формуле (6.7) для песчаного основания и переход к п. 11.

8. Проверка условия, залегают ли в основании фундамента только пылевато-глинистые грунты:

если да, то переход к п. 9;

если нет, то переход к п. 10.

9. Вычисление высоты линейно деформируемого слоя для пылевато-глинистых грунтов по формуле (6.7) и переход к п. 11.

10. Вычисление толщины линейно деформируемого слоя по формуле (6.8) для случая, если в основании имеются пылевато-глинистые и песчаные грунты.

11. Вычисление относительной высоты слоя ξ с обращением к массивам информации, содержащих данные о значениях коэффициентов k_c и k_m .

12. Вычисление значения относительной глубины, на которой находится i -й слой грунта ξ_i и соотношения η .

13. Обращение к массиву информации, содержащему данные о значениях коэффициентов k_i .

14. Расчет осадки слоя s_i с одноименным модулем деформаций по формуле (6.9).

15. Запись в оперативную память значения s_i и суммирование накопленных результатов.

16. Проверка условия, вся ли глубина линейно деформируемого слоя просмотрена:

если да, то переход к п. 17;

если нет, то переход к следующему слою грунта и передача управления на п. 12.

17. Проверка условия, меньше ли модуль деформации основания последующего слоя, чем 10 МПа:

если да, то переход к п. 18;

если нет, то переход к п. 19.

18. Превышает ли высота данного слоя грунта $0,2H$:

если да, то вызов из библиотеки программ подпрограммы расчета осадки методом послойного суммирования и переход к п. 21;

если нет, то переход к п. 12.

19. Проверка условия, меньше ли величина полученной осадки, чем предельно допустимая:

если да, то переход к п. 20;

если нет, то увеличение размеров подошвы фундамента, вычисление p и переход к п. 2.

20. Печать результатов (итоговой осадки).

21. Конец расчета.

■ **Пример 6.2.** Определить с помощью метода линейно деформируемого слоя среднюю осадку фундамента под многоэтажное здание, рассмотренного в примере 5.3, имеющего размеры в плане 30×30 и среднее давление по подошве фундамента $p = 0,278$ МПа. Грунтовые условия строительной площадки приведены на рис. 5.22.

Решение. Вычислим с помощью интерполяции значение коэффициента k_p , входящего в формулу (6.7) для $p = 0,278$ МПа; $k_p = 0,978$. Поскольку в основании фундамента залегают пылеватоглинистые и песчаные грунты, определим высоту линейно деформируемого слоя с помощью выражения (6.7) в предположении, что оно сложено только песчаными грунтами:

$$h_s = H = (6 + 0,1 \cdot 30) \cdot 0,978 = 8,8 \text{ м.}$$

Далее определим по этой же формуле высоту линейно деформируемого слоя в предположении, что оно сложено только пылеватоглинистыми грунтами:

$$H_{cl} = (9 + 0,15 \cdot 30) \cdot 0,978 = 13,2 \text{ м.}$$

В пределах высоты слоя $H_{cl} = 13,2$ м находится пылеватоглинистый грунт — суглинок, мощность которого $h_{cl} = 7,3 - 3,5 = 3,8$ м. Окончательное значение H найдем по формуле (6.8):

$$H = 8,8 + 3,8/3 = 10,1 \text{ м.}$$

Вычислим значение относительной высоты слоя:

$$\xi = 2 \cdot 10,1/30 = 0,67.$$

Значение коэффициента k_c , входящего в формулу определения осадки (6.9), отыщем по данным табл. 6.1: $k_c = 1,4$, а значение коэффициента k_m — по табл. 6.2: $k_m = 1,5$.

Определим значения коэффициентов k_0 и k_1 для первого слоя грунта, суглинка мягкопластичного, непосредственно под подошвой фундамента при соотношениях $\xi_0 = 2 \cdot 0/30 = 0$ и $\eta = 30/30 = 1$ по табл. 6.3: $k_0 = 0$. На глубине, равной среднему значению отметок подошвы суглинка за вычетом глубины заложения фундамента (см. рис. 5.22), $z = 7,3 - 3,5 = 3,8$ м при соотношениях $\xi_1 = 2 \cdot 3,8/30 = 0,253$ и $\eta = 1$; величина после интерполяции по табл. 6.3 между соседними значениями $\xi = 0$ и $\xi = 0,4$ составит $k_1 = 0,063$.

В соответствии с расчетной схемой нижняя граница линейно деформируемого слоя высотой $H = 10,1$ м от подошвы фундамента будет находиться во втором слое грунта (песке мелком) на расстоянии $h = 10,1 - 3,8 = 6,3$ м от подошвы суглинка, тогда заложение границы линейно деформируемого слоя от подошвы фундамента составит $z_2 = 10,1$ м, относительная глубина заложения этой границы $\xi_2 = 2 \cdot 10,1/30 = 0,67$, а значение коэффициента k_2 в результате интерполяции по табл. 6.3 будет равно $k_2 = 0,18$.

Значение средней осадки фундамента здания найдем по формуле (6.9):

$$s = \frac{0,278 \cdot 30 \cdot 1,4}{1,5} \left(\frac{0,063 - 0}{16} + \frac{0,18 - 0,063}{20} \right) = 0,076 \text{ м} = 7,6 \text{ см.}$$

Величина предельно допустимой осадки для данного типа здания по табл. 4.3 равна $s_u = 20$ см; следовательно, основное условие второй группы предельных состояний по предельно допустимой средней осадке выполняется, так как $s = 7,6 < s_u = 20$ см.

6.3. Расчет осадки методом эквивалентного слоя и определение затухания осадки во времени

Под эквивалентным слоем подразумевается некоторый ограниченный по толщине слой грунта, который при сплошной равномерно распределенной нагрузке, приложенной к границе основания, дает значение осадки, равное осадке фундамента, имеющего огра-

ниченные размеры в плане при той же нагрузке и аналогичных грунтовых условиях. Другими словами, в данном методе пространственная задача расчета осадок может заменяться одномерной.

В случае однородного основания грунт моделируется сплошным линейно деформируемым телом. Считается, что осадка основания определяется всеми компонентами напряжений и зависит от жесткости фундамента. Учитывается также боковое расширение грунта основания.

В методе эквивалентного слоя конечную осадку фундамента определяют в результате решения задачи теории упругости о деформировании упругого полупространства под действием равномерно распределенной нагрузки по формуле

$$s = h_e m_v p_0, \quad (6.11)$$

где m_v — коэффициент относительной сжимаемости грунта; p_0 — дополнительное давление по подошве фундамента; h_e — мощность эквивалентного слоя грунта:

$$h_e = A \omega b, \quad (6.12)$$

b — ширина подошвы фундамента; ω — коэффициент, зависящий от формы подошвы и жесткости фундамента; A — коэффициент, зависящий от коэффициента бокового расширения грунта:

$$A = (1 - \nu)^2 / (1 - 2\nu). \quad (6.13)$$

Произведение $A\omega$ называют коэффициентом эквивалентного слоя, который находят по табличным данным.

Метод эквивалентного слоя позволяет определять осадку слоистого основания с использованием приближенного решения.

Так, в расчетной схеме сжимаемую толщину основания, влияющую на осадку фундамента, принимают равной $H_c = 2h_e$, а распределение дополнительных вертикальных напряжений — по треугольной эпюре (рис. 6.6, а). Вершину треугольной эпюры напряжений назначают на глубине H_c , а основание эпюры p_0 — под подошвой фундамента. Грунты, находящиеся в пределах глубины сжимаемости толщи, считаются однородными с осредненными характеристиками.

Осадку слоистого основания также вычисляют по формуле (6.11), с той лишь разницей, что в ней используют средний коэффициент относительной сжимаемости, определяемый из условия, что в пределах сжимаемой толщи полная осадка равна сумме осадок входящих в нее слоев. Средний коэффициент относительной сжимаемости находят из выражения

$$m_{vm} = \frac{1}{2h_e^2} \sum_{i=1}^n h_i m_{vi} z_i, \quad (6.14)$$

где h_i — высота i -го слоя грунта в пределах сжимаемой толщи;

m_i — коэффициент относительной сжимаемости i -го слоя, z_i — расстояние от нижней точки треугольной эпюры до середины i -го слоя (рис. 6.6, а).

Метод эквивалентного слоя позволяет рассчитывать осадку с учетом влияния других, рядом расположенных фундаментов с помощью метода угловых точек, о котором уже говорилось выше.

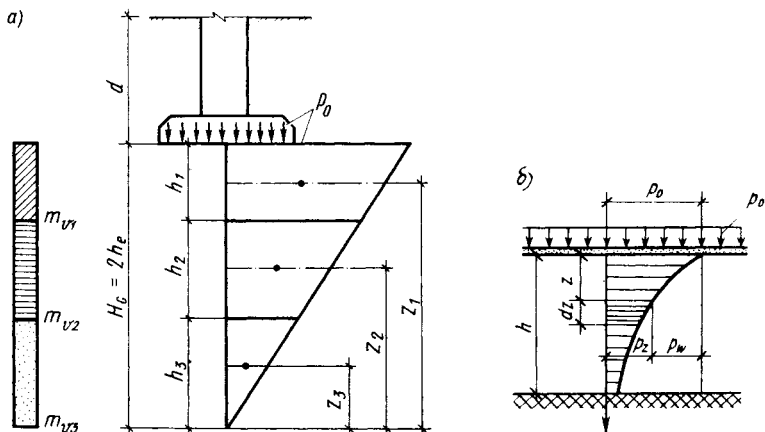


Рис. 6.6. Расчетная схема к методу эквивалентного слоя:

а — при словестом пластовании грунтов; б — для расчета затухания осадки во времени

Затухание осадки во времени является в общем случае очень сложным процессом, который зависит от структуры грунтов, порового движения жидкости, водопроницаемости, сжимаемости минеральных частиц, воды, заземленного воздуха, ползучести скелета грунта, условий загрузки и других факторов. Поэтому в настоящее время используют теорию консолидации, которая позволяет достаточно просто и с необходимой степенью точности судить о затухании осадок во времени. В этой теории рассматриваются грунты, полностью насыщенные водой, а скорость затухания осадки зависит от скорости фильтрации (выдавливания) воды из пор уплотняемого грунта. Считается также, что вода из пор отжимается в вертикальном направлении и в начальный момент после приложения нагрузки все внешнее давление воспринимает вода. По мере отжатия воды из пор грунта часть давления будет передаваться на скелет грунта и осадка прекратится, когда всю нагрузку воспримет скелет грунта.

При этих предпосылках после приложения сплошной равномерно распределенной нагрузки грунт будет уплотняться по мере выдавливания воды из его пор вверх (рис. 6.6, б). Сразу после приложения нагрузки в грунте на всех глубинах возникает давление, равное

p_0 . Это давление в момент, следующий за приложением нагрузки, будет передано на свободную воду, заключенную в порах грунта (поровую воду). Под действием давления вода будет отжиматься вверх и в дальнейшем часть давления p_0 будет передаваться на воду (p_w), а часть — на скелет грунта (p_z). На всех глубинах будет соблюдаться равенство:

$$p_z + p_w = p_0. \quad (6.15)$$

Так как путь фильтрации воды из слоя грунта, примыкающего к поверхности, бесконечно мал, то в этом слое при $z \rightarrow 0$ гидравлический градиент будет стремиться к бесконечно большой величине. В связи с этим сразу же после приложения нагрузки p_0 давление в нем будет передано на скелет. С увеличением z путь отжимаемой воды увеличивается и градиент уменьшается. Следовательно, с глубиной все меньшая часть давления в тот же момент времени будет передаваться на скелет. Пусть к моменту времени t_1 давление, передаваемое на скелет грунта, характеризуется редко заштрихованной эпюрой p_z . Остальная часть давления p_w передается на воду (рис. 6.6, б).

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 и компрессии, составленное уравнение после преобразований представим в виде

$$c_v \frac{\partial^2 p_z}{\partial z^2} = \frac{\partial p_z}{\partial t}, \quad (6.16)$$

где c_v — коэффициент консолидации, определяемый по формуле

$$c_v = k_f / (m_v \gamma_w), \quad (6.17)$$

где k_f — коэффициент фильтрации грунта; m_v — коэффициент относительной сжимаемости грунта; γ_w — удельный вес воды.

Выражение (6.16) — это однородное линейное дифференциальное уравнение второго порядка в частных производных. Значение функции этого уравнения находится в виде ряда Фурье для любого отрезка времени с начала загрузки:

$$p_k(t) = p_0 \left[1 - \sum \frac{4}{(2m+1)\pi} \sin \frac{(2m+1)z}{2h} e^{-(2m+1)^2 N} \right],$$

где m — положительное целое число натурального ряда; e — основание натуральных логарифмов;

$$N = \frac{\pi^2 c_v}{4h^2} t, \quad (6.18)$$

здесь h — толщина слоя; t — время от момента загрузки.

Если известно значение давления p_z в слое dz по прошествии времени t от момента загрузки, то можно вычислить деформацию этого слоя, используя выражение (6.11)

$$ds = m_v p_z dz.$$

Осадку поверхности слоя толщиной h за время t найдем, взяв интеграл из этого выражения в пределах от 0 до h :

$$s_t = m_v \int_0^h p_z dz.$$

Подставив значение p_z и проинтегрировав, получим

$$s_t = hm_v p_0 \left[1 - \frac{8}{\pi^2} \left(e^{-N} + \frac{1}{9} e^{-9N} + \dots \right) \right] = s \left(1 - \frac{8}{\pi^2} e^{-N} \right). \quad (6.19)$$

Задавшись временем t , по формуле (6.18) легко вычислить значения N . Подставив их в (6.19), получим s_t .

Помимо решения для однородной задачи о затухании осадки поверхности слоя однородного грунта с прямоугольной эпюрой (рис. 6.7) существуют решения и для треугольных (рис. 6.7, б, в) эпюр уплотняющих напряжений. Схема на рис. 6.7, а соответствует случаю осадки поверхности слоя грунта при сплошной нагрузке и равномерном распределении напряжений, а схема на рис. 6.7, б — случаю, когда уплотняющие напряжения увеличиваются пропорционально глубине, что соответствует уплотнению слоя насыпного грунта. Схему на рис. 6.7, в используют для расчета затухания осадки оснований, имеющих распределение уплотняющих напряжений в виде прямоугольного треугольника с вершиной внизу, принимаемой в методе эквивалентного слоя.

При более сложных эпюрах уплотняющих напряжений, например трапецевидных (рис. 6.7, з, д), их разбивают на две эпюры, соответствующие схемам рис. 6.7, а, б или 6.7, а, в.

В случае слоистого напластования грунтов основания прибегают к усреднению коэффициентов фильтрации

$$k_{fm} = H \left/ \sum_{i=1}^n \frac{h_i}{r_{fi}} \right. \quad (6.20)$$

Расчет затухания осадки во времени можно вести двумя способами. По первому способу, задавшись временем t , по формулам (6.18)...(6.19) находят осадку, происшедшую за данное время t , по второму способу, задаваясь долей осадки U , из выражения (6.18) находят время, за которое она произойдет, затем для различных

значений U строят график зависимости осадки во времени s_t . Второй способ является более предпочтительным, так как он имеет большую наглядность и для него составлены специальные таблицы, облегчающие вычисления.

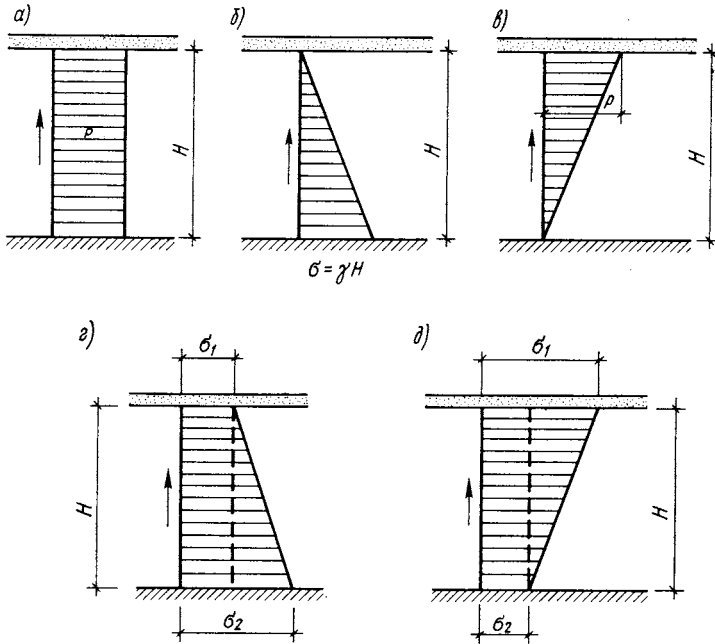


Рис. 6.7. Эпюры уплотняющих напряжений

Расчет затухания осадки во времени обычно выполняют в табличной форме в такой последовательности. Сначала по формуле (6.11) определяют конечную осадку, далее, задаваясь различными (обычно последовательными) значениями U , с помощью табл. 6.4 находят значения N , а по N вычисляют время t , за которое происходит данная доля осадки:

$$t = 4NH^2 / (\pi^2 c_v). \quad (6.21)$$

Выбор расчетной схемы при определении затухания осадки во времени во многом зависит от особенностей напластования грунтов строительной площадки, так как различие в фильтрационной способности грунтов будет определять направление вертикального отжатия воды из пор.

Если в пределах сжимаемой толщи основания залегает однородный грунт, то возможны два случая фильтрации воды.

1. Однородный пылевато-глинистый грунт залегает очень мощным слоем. Тогда считается, что фильтрация воды развивается

преимущественно вверх (рис. 6.8, а) и осадка во времени рассчитывается по схеме на рис. 6.7, в.

Таблица 6.4. Значения коэффициента N

$U = s_1/s$	Коэффициент N			$U = s_1/s$	Коэффициент N		
	Схема рис. 6.7, а	Схема рис. 6.7, б	Схема рис. 6.7, в		Схема рис. 6.7, а	Схема рис. 6.7, б	Схема рис. 6.7, в
0,05	0,005	0,006	0,002	0,6	0,71	0,95	0,42
0,1	0,02	0,12	0,005	0,65	0,84	1,1	0,54
0,15	0,04	0,18	0,01	0,7	1	1,24	0,69
0,2	0,08	0,25	0,02	0,75	1,18	1,42	0,88
0,25	0,12	0,31	0,04	0,8	1,4	1,64	1,08
0,3	0,17	0,39	0,06	0,85	1,69	1,93	1,36
0,35	0,2	0,47	0,09	0,9	2,09	2,35	1,77
0,4	0,31	0,55	0,13	0,95	2,8	3,17	2,54
0,45	0,39	0,63	0,18	0,98	3,63	3,87	3,49
0,5	0,49	0,73	0,24	1	∞	∞	∞
0,55	0,59	0,84	0,32				

2. Слой однородного пылевато-глинистого грунта подстилается фильтрующим слоем (рис. 6.8, б), поэтому фильтрация будет происходить в двух направлениях: в пределах первой половины мощности толщи — снизу вверх, в пределах второй — сверху вниз. В этом случае (рис. 6.8, б) треугольную эпюру уплотняющего давления можно разбить на три эпюры — прямоугольную $AFDE$ и две треугольные FBD и EDC . От действия эпюры давлений $AFDE$ осадка будет происходить по схеме на рис. 6.8, а, от действия первой треугольной эпюры FBD фильтрация происходит снизу вверх, а второй — EDC — сверху вниз. Суммарный же процесс уплотнения от действия двух треугольных эпюр будет соответствовать ходу уплотнения в результате фильтрации воды под действием равновеликой эпюры $EDGC$, т. е. суммарно эти две треугольные эпюры приводят к схеме на рис. 6.8, а. Следовательно, итоговая осадка во времени будет развиваться под действием двух прямоугольных эпюр уплотняющих давлений $AFDE$ и $EDGC$ (рис. 6.8, а) при высоте каждой из них $h = 0,5H$.

При слоистом напластовании грунтов направление фильтрации отжимаемой воды зависит от водопроницаемости отдельных слоев.

Если водопроницаемость грунтов по мере увеличения глубины уменьшается, т. е. значения коэффициентов фильтрации отдельных слоев равны $k_{f1} > k_{f2} > \dots > k_{fn}$, то расчет ведут по схеме рис. 6.8, в; считается, что в основании происходит односторонняя фильтрация снизу вверх, путь которой равен $h = H$ (рис. 6.8, в).

При залегании в пределах мощности сжимаемой толщи слоев хорошо фильтрующих грунтов при условии, что в средней ее части находится слой, имеющий наименьшую водопроницаемость, т. е. $k_{f1} > k_{f2} < k_{f3}$ (рис. 6.8, г), считается, что в данном случае вода отжи-

мается вверх и вниз. Расчет затухания осадки приближенно сводят к случаю на рис. 6.8, а, принимая путь фильтрации $h=0,5H$.

Если в толще хорошо фильтрующих песчаных грунтов залегает слой глины или суглинка, то осадкой слоев песчаных грунтов пренебрегают, считая, что их деформация происходит в процессе при-

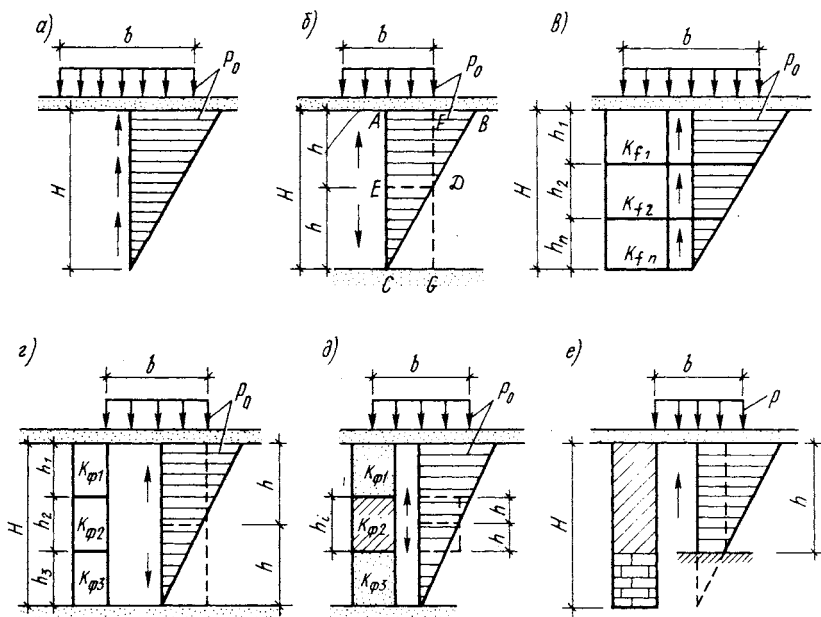


Рис. 6.8. Схемы основных направлений фильтрации воды при однородном и слоистом напластовании основания

ложения нагрузки, а развитие осадки во времени рассматривают только для слоя пылевато-глинистого грунта, предполагая, что в этом грунте наблюдается двусторонняя фильтрация и уплотнение происходит по схеме на рис. 6.8, а, при этом путь фильтрации равен $h=0,5h_1$ (рис. 6.8, д).

При залегании скального грунта на глубине, меньшей высоты сжимаемой толщи (рис. 6.8, е), затухание осадки во времени определяют только для слоев, находящихся над несжимаемым грунтом, в случае трапециевидной эпюры напряжений.

Следует заметить, что решения одномерной задачи консолидации дают наиболее достоверные результаты только для сооружений значительной ширины и относительно тонких слоев грунтов.

6.4. Определение крена фундаментов

При действии на фундамент внецентренно приложенной нагрузки помимо осадки возникает его крен или поворот в плоскости действия момента. Крен фундамента на однородном или слоистом основании от действия внецентренной нагрузки при условии, если она приложена, в пределах ядра сечения фундамента, действующие нормы рекомендуют определять по формуле

$$i = \frac{1 - \nu^2}{E k_m} k_e \frac{N e}{(a/2)^3}, \quad (6.22)$$

где ν и E — соответственно коэффициент Пуассона и модуль деформации грунтов основания в пределах сжимаемой толщи; k_m — коэффициент, учитываемый при расчете по методу деформируемого слоя при $a \geq 10$ м и $E \geq 10$ МПа и принимаемый по данным (табл. 6.2), при расчете крена по методу линейно деформируемого полупространства считают $k_m = 1$; k_e — коэффициент, зависящий от направления действия момента и принимаемый в соответствии с данными табл. 6.5; N — вертикальная составляющая равнодействующей всех внешних нагрузок, приложенная в уровне подошвы фундамента; e — эксцентриситет приложенной нагрузки; a — сторона прямоугольного фундамента, в направлении которой действует момент, или диаметр круглого фундамента для подошвы в форме правильного многоугольника площадью A :

$$a = 2\sqrt{A/\pi}.$$

Коэффициент Пуассона в случае однородного напластования грунтов принимают равным: для крупнообломочных грунтов — 0,27; песков и супесей — 0,30; суглинков — 0,35; глин — 0,42.

При слоистом напластовании грунтов необходимо определять среднее значение коэффициента поперечной деформации в пределах сжимаемой толщи

$$\bar{\nu} = \sum_{i=1}^n \nu_i h_i / H, \quad (6.23)$$

где ν_i и h_i — соответственно коэффициент Пуассона и высота i -го слоя грунта; H или H_c — толщина слоя, принимаемая в зависимости от метода расчета; n — количество слоев в пределах сжимаемой толщи.

Среднее значение модуля деформации в пределах сжимаемой толщи слоистого основания при определении крена по формуле (6.22) рекомендуется находить из выражения

$$\bar{E} = \sum_{i=1}^n A_i / \sum (A_i / E_i), \quad (6.24)$$

где A_i — площадь эпюры вертикальных напряжений от единичного давления под подошвой фундамента в пределах i -го слоя грунта; E_i — модуль деформации i -го слоя грунта; n — количество слоев, отличающихся значениями E в пределах сжимаемой толщи H_c или толщины слоя H .

Таблица 6.5. Значения коэффициента k_e

Форма фундамента и направление действия момента	l/b	Коэффициент k_e при $\xi' = 2H/b$, равном							
		0,5	1	1,5	2	3	4	5	∞
Прямоугольный с моментом вдоль большой стороны	1	0,28	0,41	0,46	0,48	0,50	0,50	0,50	0,50
	1,2	0,29	0,44	0,51	0,54	0,57	0,57	0,57	0,57
	1,5	0,31	0,48	0,57	0,62	0,66	0,68	0,68	0,68
	2	0,32	0,52	0,64	0,72	0,78	0,81	0,82	0,82
	3	0,33	0,55	0,73	0,83	0,95	1,01	1,04	1,17
	5	0,34	0,60	0,80	0,94	1,12	1,24	1,31	1,42
	10	0,35	0,64	0,85	1,04	1,31	1,45	1,56	2,00
Прямоугольный с моментом вдоль меньшей стороны	1	0,28	0,41	0,46	0,48	0,50	0,50	0,50	0,50
	1,2	0,24	0,35	0,39	0,41	0,42	0,43	0,43	0,43
	1,5	0,19	0,28	0,32	0,34	0,35	0,36	0,36	0,36
	2	0,15	0,22	0,25	0,27	0,28	0,28	0,28	0,28
	3	0,10	0,15	0,17	0,18	0,19	0,20	0,20	0,20
	5	0,06	0,09	0,10	0,11	0,12	0,12	0,12	0,12
	10	0,03	0,05	0,05	0,06	0,06	0,06	0,06	0,07
Круглый		0,43	0,63	0,71	0,74	0,75	0,75	0,75	

Примечание. При использовании расчетной схемы основания в виде линейно деформируемого полупространства коэффициент k_e принимают по графе, соответствующей $\xi' = \infty$.

При расчетах по схеме упругого полупространства площадь эпюры вертикальных напряжений от единичного давления принимают по формуле

$$A_i = \sigma_{zpi} h_i, \quad (6.25)$$

где σ_{zpi} — среднее значение напряжения в пределах i -го слоя грунта.

При расчете по схеме линейно деформируемого слоя принимают:

$$A_i = k_i - k_{i-1}. \quad (6.26)$$

Если в качестве расчетной схемы основания используют линейно деформируемое полупространство, то значение коэффициента k_e , входящего в формулу (6.22), следует принимать по графе табл. 6.5, соответствующей значению относительной толщины слоя $\xi' = \infty$.

Использование формулы (6.22) для определения крена имеет некоторые ограничения; в частности, ее можно использовать только при однократном нагружении. Для определения возможного дополнительного крена при многократно повторяющихся нагружениях и разгружениях в выражение (6.22) необходимо подставлять не модуль деформации грунта при сжатии, а модуль деформаций

с упругим последствием, который обычно в несколько раз превышает модуль деформации при первичном сжатии.

Если крен фундамента образуется в результате существенного несимметричного напластования грунтов относительно оси фундамента или обусловлен значительным влиянием соседних фундаментов, то его величину находят по формуле

$$i = (s_1 - s_2)/L, \quad (6.27)$$

где s_1 и s_2 — осадки, соответственно большая и меньшая, подсчитанные для двух противоположных точек около краев фундаментной плиты; L — расстояние между точками, в которых определялись осадки.

Крен жесткого сооружения, опирающегося на систему фундаментов или плиту, также определяют по формуле (6.27), с той лишь разницей, что осадки s_1 и s_2 вычисляют для крайних рядов фундаментов, расстояние между которыми принимают равным L . В некоторых случаях, когда повороту фундамента препятствуют опирающиеся на него конструкции здания, крен следует находить с учетом совместной работы грунтов основания, фундамента и подземных конструкций.

Крен фундамента многоэтажного здания или сооружения башенного типа следует определять с учетом увеличения эксцентриситета приложения вертикальной составляющей внешней нагрузки в результате наклона всего здания в целом.

Дополнительный крен фундаментов многоэтажных зданий вследствие увеличения эксцентриситета точки приложения вертикальной составляющей нагрузки при наклоне здания в целом для случая однородного основания находят по формуле

$$i_h = i/(1 - \bar{i}Nh'), \quad (6.28)$$

где i — крен фундамента, вычисленный по формуле (6.22), в зависимости от принятой расчетной схемы основания; $\bar{i} = i/Ne$ — крен фундамента от единичного изгибающего момента; N — вертикальная составляющая равнодействующей внешней нагрузки; h' — высота от подошвы фундамента до точки приложения нагрузки.

Если в основании многоэтажного здания или сооружения башенного типа залегают неоднородные грунты со степенью изменчивости сжимаемости основания в пределах сжимаемой толщи $\alpha_E > 1,5$, где

$$\alpha_E = \bar{E}_{\max}/\bar{E}_{\min}, \quad (6.29)$$

возможен крен сооружения в результате неравномерного сжатия основания.

В формуле (6.29) \bar{E}_{\max} и \bar{E}_{\min} — значения приведенных по расчетным вертикалям модулей деформаций грунтов, определяемых из выражения (6.24).

Обычно при расчетах плитных фундаментов под многоэтажные здания расчетные вертикали, для которых вычисляют \bar{E}_{\max} и \bar{E}_{\min} , назначаются проходящими через середины левой крайней и правой крайней гранями, принимаемыми в плоскости действия момента. Крен фундамента в результате неоднородности основания определяют по формуле

$$i_n = (s_l - s_p)/L, \quad (6.30)$$

где s_l и s_p — соответственно осадки левой и правой точек на серединах граней фундамента, определяемые методом послойного суммирования; L — горизонтальное расстояние между этими точками.

Крен неоднородного основания плитного фундамента многоэтажного здания или башенного сооружения с учетом увеличения эксцентриситета приложения внешней нагрузки и неоднородности основания находят по формуле

$$i_n = (i \pm i_n)/(1 - \gamma Nh'). \quad (6.31)$$

В этой формуле обозначения те же, что в (6.28) и (6.30).

ГЛАВА 7

МЕТОДЫ РАСЧЕТА ГИБКИХ ФУНДАМЕНТОВ

7.1. Теории изгиба балок и плит на упругом основании и условия их применимости к расчету гибких фундаментов

Для гибких фундаментов, которые в основном воспринимают изгибающие моменты, образующиеся в результате совместной работы с основанием, предположение о линейном распределении реактивных давлений оказывается неприемлемым, потому что оно зависит от жесткости фундамента и податливости грунтового основания.

Замена реальной эпюры контактных давлений линейно распределенной приводит к существенным погрешностям при определении изгибающих моментов и поперечных сил.

К гибким фундаментам можно отнести ленточные и отдельные железобетонные фундаменты, а также сплошные железобетонные плиты и некоторые типы коробчатых фундаментов.

В зависимости от вида используемого фундамента различают плоскую задачу, когда условия работы поперечного сечения фундамента одинаковы по длине. Например, ленточный фундамент под стену в поперечном сечении имеет одинаковую форму деформации по всей длине.

В условиях пространственной задачи будут находиться ленточный фундамент под колонны, принимаемый в поперечном направ-

лении жестким, и фундаментные плиты различной формы, работающие на изгиб в двух направлениях.

В настоящее время большое распространение при проектировании гибких фундаментов получили *теории расчета балок и плит на упругом основании*, которые справедливы для *линейно деформируемых оснований*, причем наибольшее применение получили следующие методы: 1) местных деформаций с постоянными и переменными коэффициентами постели; 2) упругого полупространства; 3) упругого слоя ограниченной толщины на несжимаемом основании; 4) упругого слоя с переменным модулем деформации основания по глубине.

Эти теории исходят из предположения о совместности деформации, фундамента и грунта, т. е. считается, что перемещение фундамента в данной точке контакта равно осадке поверхности грунта.

В *основу теории местных упругих деформаций* положено предположение о том, что осадка грунта основания пропорциональна давлению, действующему в данной точке:

$$z = p_x/k_s, \quad (7.1)$$

где z — упругая осадка основания в точке действия реакции грунта; k_s — коэффициент упругого сжатия основания (коэффициент постели), определяемый по экспериментальным данным.

В методе местных упругих деформаций не учитываются осадки грунта основания за пределами площади загрузки, что дает возможность представить такое основание в виде системы несвязанных между собой упругих пружин (рис. 7.1, а). Такие условия работы грунтового основания не подтверждаются экспериментальными данными, которые показывают, что в реальных условиях нагружения оседают не только нагруженная поверхность, но и соседние участки грунта (рис. 7.1, б). Это ограничивает область применения данного метода на практике.

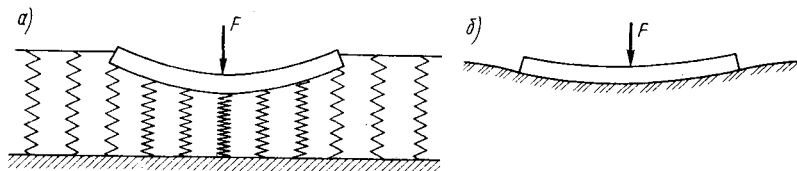


Рис. 7.1. Схемы упругого основания

Метод местных упругих деформаций используют для слабых грунтов основания, для которых можно не учитывать осадки вне зоны приложения внешней нагрузки или в случае незначительной мощности деформируемого грунта, подстилаемого скальным основанием при $\bar{H} < 1/8$ (\bar{l} — полупролет рассчитываемого фундамента).

С целью расширения области применения данного метода для расчета гибких фундаментов стали учитывать переменное значение коэффициента постели по длине балки в зависимости от уровня действующего реактивного давления.

Метод упругого полупространства не имеет недостатков, присущих методу местных деформаций, так как он базируется на решениях классической теории упругости, рассматривающей однородные, упругие линейно деформируемые тела.

В соответствии с этими решениями осадки основания имеют место не только на участке под гибким фундаментом, но и за его пределами (рис. 7.1, б).

В качестве исходного уравнения перемещения основания в случае пространственной задачи используют зависимости

$$z = \frac{(1 - \nu^2)F}{\pi E r}, \quad (7.2)$$

где F — сосредоточенная сила, приложенная в границе полупространства; ν и E — соответственно коэффициент Пуассона и модуль деформаций грунта; r — расстояние между нагруженной точкой и точкой, в которой определяются перемещения.

Однако и метод расчета гибких фундаментов при моделировании грунтового основания упругим полупространством не свободен от некоторых недостатков. В частности, экспериментальными исследованиями было доказано, что осадки за пределами площади загрузки затухают значительно быстрее, чем это происходит согласно решению задачи деформирования упругого полупространства. Это связано с тем, что исходные предпосылки теории упругости могут быть применимы к грунтам только с некоторыми ограничениями, допускающими некоторую идеализацию реальных свойств.

Наблюдения за деформациями оснований гибких фундаментов показали, что основные деформации уплотнения грунта происходят в пределах относительно небольшой глубины. Анализ результатов таких наблюдений показал, что поверхность грунта под возводимыми зданиями и гибкими фундаментами деформируется в соответствии с расчетной схемой *линейно деформируемого слоя грунта, подстилаемого несжимаемым основанием*.

Основная трудность при использовании этого метода заключается в том, что не всегда точно удается установить мощность сжимаемого слоя.

7.2. Расчет гибких фундаментов с помощью метода местных деформаций

В основу расчета гибких фундаментов методом местных деформаций положена зависимость (7.1) о пропорциональности между осадкой и давлением, приложенным в данной точке. Если реактив-

ное давление p_x отнести к единице длины балки, т. е. принять вместо p_x в формуле (1.7) p_x/b (b — ширина балки), то выражение (7.1) можно представить в виде

$$p_x = zbk_x, \quad (7.3)$$

Принимая в дифференциальном уравнении изгиба упругой балки:

$$EJz^{IV} = q \quad (7.4)$$

полную нагрузку q равной

$$q = q_0 - p_x = q_0 - zbk_x, \quad (7.5)$$

где q_0 — внешняя нагрузка; $p = zbk_x$ — реакция основания, получим дифференциальное уравнение изгиба балки на упругом основании по теории местных деформаций:

$$EJz^{IV} + bk_x z = q_0. \quad (7.6)$$

Для балки, имеющей постоянное поперечное сечение, интегрирование этого уравнения не представляет особых затруднений, так как из курса высшей математики известно, что общий интеграл уравнения (7.6) без правой части выглядит следующим образом:

$$z = e^{-\alpha x} (C_1 \sin \alpha x + C_2 \cos \alpha x) + e^{\alpha x} (C_3 \sin \alpha x + C_4 \cos \alpha x), \quad (7.7)$$

где

$$\alpha = \sqrt[4]{\frac{k_x b}{4EJ}}. \quad (7.8)$$

Для бесконечно длинной балки на значительном удалении от точки приложения нагрузки прогиб должен быть равен нулю, т. е. $z = 0$. Это возможно, когда в выражении (7.7) $C_3 = C_4 = 0$, следовательно, в данном случае

$$z = e^{-\alpha x} (C_1 \sin \alpha x + C_2 \cos \alpha x). \quad (7.9)$$

Для получения полного решения уравнения (7.6) необходимо к общему решению (7.7) добавить частное решение z^* , зависящее от нагрузки q_0 . При условии, если q_0 может быть представлена алгебраическим полиномом степени не выше третьей от x , то частное решение может быть найдено с помощью полинома соответствующей степени с помощью метода неопределенных коэффициентов.

Постоянные интегрирования выражения (7.7) определяют из граничных условий.

В общем случае действия на балку различных нагрузок, разбивая балку на определенное количество участков, приходится для каждого из них находить свои значения произвольных постоянных. Это приводит к необходимости для различных, встречающихся на практике, нагрузок составлять и решать большое количество уравнений

со многими неизвестными, что существенно усложняет расчет. Однако дальнейшие исследования показали, что в большинстве случаев любую систему нагрузок, приложенных к балке конечной длины, удастся заменить системой балок бесконечной длины, прикладывая в их сечениях фиктивные силы и моменты, обеспечивая при этом выполнение граничных условий и заменяя на основании принципа независимости действия сил решение сложной задачи системой простых схем, расчетные усилия для которых известны.

Рассматривая случай загрузки бесконечно длинного гибкого фундамента сосредоточенной силой (рис. 7.2, а), приложенной в середине, используя выражение (7.9), в данном случае получим:

$$\begin{aligned} z &= -\frac{F_0}{8EJ\alpha^3} e^{-\alpha x} (\cos \alpha x + \sin \alpha x); \\ M &= \frac{F_0}{4\alpha} e^{-\alpha x} (\cos \alpha x - \sin \alpha x); \\ Q &= -\frac{F_0}{2} e^{-\alpha x} \cos \alpha x. \end{aligned} \quad (7.10)$$

Эпюры прогибов, изгибающих моментов и поперечных сил показаны на рис. 7.2, б, в, г.

Учет сдвигающих напряжений, вовлекающих в работу ненагруженные зоны грунта рядом с нагруженными, с помощью *второго коэффициента постели* позволил значительно усовершенствовать метод местных упругих деформаций. В этом случае дифференциальное уравнение изгиба балки имеет вид

$$EJz^{IV} - k_{s1}z'' + k_{s2}z = q_0, \quad (7.11)$$

где k_{s1} — коэффициент постели, учитывающий деформации сдвига основания или его упругое сопротивление поворотам оси балки.

Общее решение этого дифференциального уравнения:

$$z = e^{-\lambda x} (C_1 \sin \beta x + C_2 \cos \beta x) + e^{\lambda x} (C_3 \sin \beta x + C_4 \cos \beta x). \quad (7.12)$$

Главное отличие данной модели заключается в том, что основание с двумя коэффициентами постели имеет осадки и за пределами лежащей на нем балки.

Расчет плит с помощью метода местных деформаций значительно сложнее расчета балок. Зависимость (7.1) остается в силе, но вместо дифференциального уравнения изгиба балки (7.5) необходимо воспользоваться бигармоническим уравнением изгиба срединной плоскости плиты:

$$D \left(\frac{\partial^4 z}{\partial x^4} + 2 \frac{\partial^4 z}{\partial x^2 \partial y^2} + \frac{\partial^4 z}{\partial y^4} \right) = q(x, y) - k_s z(x, y), \quad (7.13)$$

где $D = E_1 h^3 / 12 (1 - \nu_1^2)$ — цилиндрическая жесткость плиты (E_1 и ν_1 — соответственно модуль упругости и коэффициент Пуассона материала плиты; h — толщина плиты); z — прогиб плиты; $q(x, y)$ — внешняя нагрузка.

В настоящее время разработано достаточно большое количество методов расчета, позволяющих получать решение уравнения (7.13) с помощью использования алгебраических полиномов, компенсирующих нагрузок, вариационных методов, конечных элементов и конечных разностей.

Разработан целый комплекс программ, дающих возможность проводить расчет плитных фундаментов на ЭВМ с дополнительным учетом касательных напряжений по подошве фундамента, а также жесткости надфундаментных конструкций.

Согласно теории местных упругих деформаций при равномерной нагрузке на балку реакция основания будет одинаковой по всей площади контакта с грунтом, что не подтверждается экспериментальными данными. Аналогичный результат будет получен и при расчете по данному методу жестких фундаментных конструкций.

Еще раз заметим, что метод местных упругих деформаций допускается применять при проектировании гибких фундаментов при наличии в основании слабых грунтов или слоя сжимаемого грунта небольшой мощности, подстилаемого плотным несжимаемым основанием.

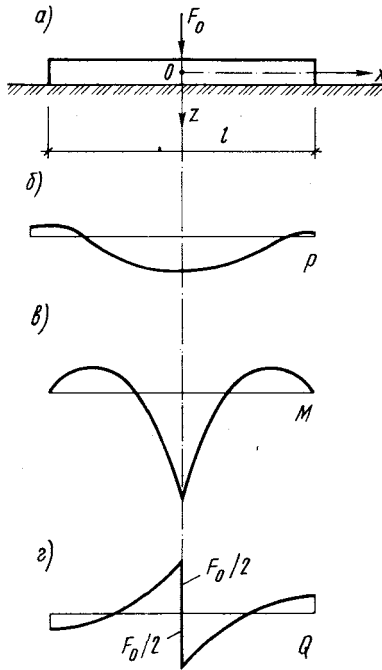


Рис. 7.2. Схема длинной балки, нагруженной посередине сосредоточенной силой

7.3. Расчет балок и плит на упругом линейно деформируемом полупространстве

При проектировании балок и плит на упругом полупространстве основание моделируется линейно деформируемым изотропным телом, для которого считаются справедливыми основополагающие гипотезы классической теории упругости.

В данном методе расчета рассматриваются две категории задач — плоские и пространственные, о которых уже говорилось выше. Существует несколько расчетных методик.

Метод М. И. Горбунова-Посадова предполагает, что закон распределения реактивных давлений в основании описывается алгебраическим полиномом высокой степени:

$$p_x = a_0 + a_1(\xi) + a_2(\xi)^2 + \dots + a_n(\xi)^n.$$

Составлены специальные таблицы, позволяющие получать решение плоской задачи в зависимости от показателя гибкости полосы:

$$t = \frac{(1 - \nu_1^2)\pi E b'^3}{(1 - \nu^2)4E_1 J} \approx 10 \frac{E}{E_1} \cdot \frac{l}{h^3}, \quad (7.14)$$

где E и ν — соответственно модуль деформации и коэффициент Пуассона грунта; E_1 и ν_1 — то же, материала балки; J — момент инерции поперечного сечения полосы шириной $b' = 1$ м; h — высота балки.

В зависимости от показателя t все балки подразделяют на три типа: при $t < 1$ они считаются абсолютно жесткими, при $1 \leq t \leq 10$ полоса рассчитывается, как имеющая конечную длину и конечную жесткость и относится к категории коротких полос, а при $t > 10$ полоса относится к категории длинных и с достаточной степенью точности может считаться бесконечно длинной. Для всех перечисленных вариантов составлены специальные таблицы, существенно упрощающие расчет.

В случае пространственной задачи используют иной показатель гибкости:

$$t = \pi E a^3 b / [2(1 - \nu^2)E_1 J], \quad (7.15)$$

где a — полудлина балки.

В зависимости от этого показателя и упругой характеристики балки, как и в плоской задаче, рассматриваются три типа балок: жесткие, короткие и длинные, для каждого из которых имеются специальные таблицы.

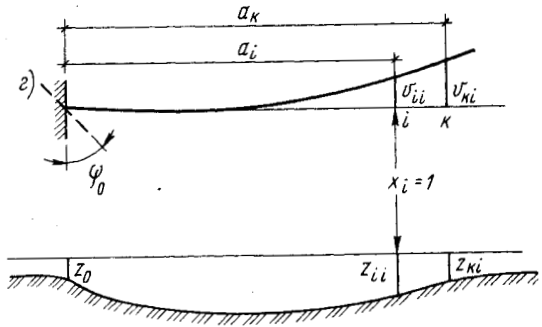
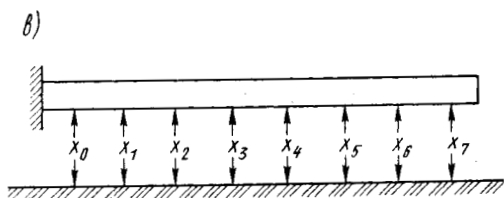
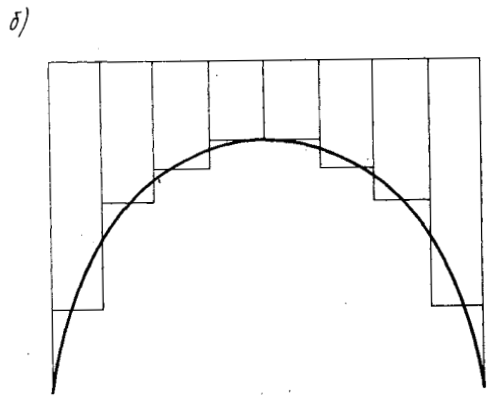
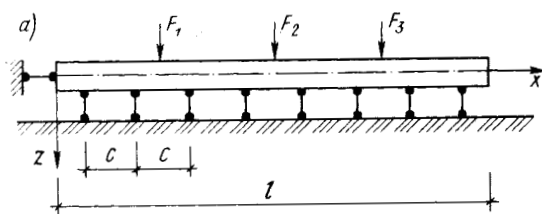
Метод М. И. Горбунова-Посадова позволяет рассчитывать и плитные фундаменты, для которых также составлены таблицы.

Метод И. А. Симвулиди применяют для расчета гибких фундаментов в условиях плоской задачи. Для получения искомого решения используют основное дифференциальное уравнение изгиба балки, в котором распределение реакции грунтового основания принимают подчиняющимся многочлену третьей степени:

$$p_x = a_0 + \frac{2a_1}{L}(x - L/2) + \frac{4a_2}{L^2}(x - L/2)^2 + \frac{8a_3}{L^3}(x - L/2)^3, \quad (7.16)$$

где L — длина балки; a — параметры, определяемые из граничных условий и зависящие от геометрических размеров, жесткости фундамента и свойства основания.

В результате замкнутого интегрирования с помощью функциональных прерывателей, дифференциального уравнения изогнутой



оси балки и использования граничных условий, условий равновесия и четырех условий совместности деформаций балки и основания получены аналитические зависимости для определения реакции основания, изгибающих моментов и поперечных сил. Эти зависимости отличаются чрезвычайной сложностью, поэтому для облегчения проектирования составлены специальные таблицы для наиболее часто встречающихся случаев нагружений фундаментов сосредоточенными силами, равномерно распределенными нагрузками и сосредоточенными моментами. Тип таблицы выбирают в зависимости от условий нагружения и показателя гибкости:

$$\alpha = \frac{1 - \nu_1^2}{1 - \nu^2} \cdot \frac{\pi E b L^3}{E_1 J} \quad (7.17)$$

При действии на балку различных комбинаций нагрузок допускается на основании принципа независимости действия сил суммировать ординаты одноименных эпюр, получая тем самым результирующие значения расчетных усилий.

Большое распространение получил метод

Рис. 7.3. К расчету балки на упругом полупространстве

Б. Н. Жемочкина, в основу которого положены следующие пред-
посылки.

1. Непрерывная связь балки с основанием заменяется системой шарнирных стерженьков (рис. 7.3, а), расположенных в пределах малых участков балки длиной c , превращающих расчетную схему в статически неопределимую систему.

2. В пределах каждого участка c реакция грунта осредняется, т. е. принимается равномерно распределенной по длине ступени, что приводит к ее ступенчатому распределителю по подошве фундамента (рис. 7.3, б).

3. Основание моделируется сплошным линейно-деформируемым телом.

4. Условие совместности деформации балки и грунтового основания удовлетворяется равенством прогибов балки и осадки основания в месте расположения стержней.

Степень точности расчета по данному методу будет зависеть от числа элементарных участков c , на которое разбивается балка. Практика проектирования показала, что необходимая инженерная точность достигается, когда количество участков составляет 12...16.

Для расчета статически неопределимой балки (рис. 7.3, а) применяют смешанный метод строительной механики (метод сил совместно с методом перемещений). Основную систему (рис. 7.3, в) получают следующим образом: в конце балки помещают условную заделку, а все вертикальные стержни мысленно разрезают, заменяя их действие неизвестными силами X_1, \dots, X_n , значения которых принимают равными равнодействующей давления, равномерно распределенного на каждом элементарном участке c . Неизвестными будут также и перемещения условной заделки — линейное z_0 и угловое ψ_0 .

Значения неизвестных находят из канонической системы уравнений:

$$\left. \begin{aligned} \delta_{00}x_0 + \delta_{01}x_1 + \dots + z_0 + a_0\psi_0 + \Delta_{0p} &= 0; \\ \delta_{10}x_0 + \delta_{11}x_1 + \dots + z_0 + a_1\psi_0 + \Delta_{1p} &= 0; \\ \dots &\dots \dots \dots \\ X_0 + X_1 + \dots - \sum F &= 0; \\ X_0a_0 + X_1a_1 + \dots - \sum M &= 0, \end{aligned} \right\} \quad (7.18)$$

где δ_{ki} — единичные перемещения по направлению искомым неизвестных (перемещение точки k от действия единичной силы, приложенной в точке i); z_0 и ψ_0 — соответственно линейное и угловое перемещения условной заделки (рис. 7.3, з); Δ_{ip} — грузовые перемещения от действия внешней нагрузки.

Перемещение δ_{ki} в основной системе (рис. 7.3) складывается из двух составляющих — из перемещения от прогиба балки v_{ki} и осадки основания z_{ki} :

$$\delta_{ki} = v_{ki} + z_{ki} \quad (7.19)$$

Первое слагаемое (рис. 7.3, з) вычисляют по правилам строительной механики:

$$v_{ki} = \int_0^l \frac{M_k M_i}{E_1 J} dx = \frac{a_k^2}{2EJ} \left(a_i - \frac{a_k}{3} \right) = \frac{c^3}{6EJ} w_{ki}, \quad (7.20)$$

где w_{ki} — единичный прогиб, определяемый по табличным данным; a_k и a_i показаны на рис. 7.3, з.

Второе слагаемое формулы (7.19) в случае пространственной задачи определяют на основании решения задачи теории упругости о деформировании упругого полупространства. Тогда осадка основания от действия равномерной единичной нагрузки, распределенной на участке c , примет вид

$$z_{ki} = \frac{(1-\nu^2)}{\pi E c} F_{ki}, \quad (7.21)$$

где F_{ki} — вспомогательная функция, зависящая от b/c и определяемая по данным таблиц в зависимости от x/c (b — ширина балки, x — расстояние от той точки, где определяется осадка до середины загруженного участка).

Формулу (7.20) можно представить в виде

$$\delta_{ki} = F_{ki} + \alpha w_{ki}, \quad (7.22)$$

где

$$\alpha = \frac{\pi E c^4}{6 E_1 J (1-\nu^2)}. \quad (7.23)$$

Если балка имеет постоянное сечение, то значение α достаточно вычислить один раз.

В случае решения плоской задачи значение α примет вид

$$\alpha = \frac{\pi E c^3}{6 E_1 J}. \quad (7.24)$$

Составив и решив систему уравнений (7.18), можно легко получить искомые усилия. Ордината эпюры реакций в пределах каждого участка определяется из выражения

$$p_i = X_i / (cb). \quad (7.25)$$

В связи с тем что эпюра реакций получается ступенчатой, разрывы в ней рекомендуется сглаживать. Эпюру моментов и поперечных сил получают, как в консольной балке, по правилам, используемым в строительной механике.

При расчетах гибких фундаментов размер элементарного участ-

ка рекомендуется принимать в следующих пределах: $b/2 \leq c \leq 2b$, что обусловливается необходимой точностью расчета.

Применение данного метода становится особенно целесообразным при использовании ЭВМ. В настоящее время составлено достаточно большое количество программ, существенно облегчающих проектирование. Некоторые пакеты прикладных программ учитывают и дополнительные факторы, влияющие на работу гибких фундаментов, в частности силы трения и жесткость надфундаментных конструкций здания или сооружения, а также нелинейность деформирования материала фундамента и грунтов основания.

Сопоставление результатов расчетов, выполненных по методам Горбунова-Посадова, Симвулиди и Жемочкина, для одностипных фундаментов, одинаковых условий загрузки и при аналогичных грунтовых условиях показали, что они незначительно отличаются друг от друга (в пределах 2...5%). Это объясняется тем, что в основу данных методов положены одни и те же исходные предпосылки, а различие между ними заключается только в построении расчетных моделей и математических методах их реализации.

7.4. Расчет гибких фундаментов на упругом слое ограниченной толщины, подстилаемом несжимаемым основанием

Наличие несжимаемых (скальных) пород, находящихся в пределах сжимаемой зоны основания, приводит к осадкам, значения которых будут значительно меньше, чем в случае толщи однородных грунтов, залегающих на большую глубину. Кроме того, присутствие несжимаемого слоя скажется на распределении реактивных давлений по подошве гибкого фундамента, а следовательно, и на значениях изгибающих моментов и поперечных сил.

Как показали многочисленные исследования, моделирование основания слоем конечной толщины, подстилаемого несжимаемым основанием, дает существенный экономический эффект по сравнению с методом упругого полупространства, так как дает меньшее значение расчетных усилий.

В основу данного метода положены следующие исходные предпосылки.

1. Толща сжимаемого слоя принимается однородной и линейно деформируемой. При слоистой структуре сжимаемого слоя деформативные характеристики осредняются.

2. Подстилающий слой принимается несжимаемым.

3. Расчетная схема аналогична методу Б. Н. Жемочкина, однако реакция грунтового основания определяется на базе решения плоской задачи о деформировании упругого слоя грунта, подстилаемого несжимаемым основанием, под действием равномерно распределенной единичной нагрузки.

Расчетная схема показана на рис. 7.4. Последовательность решения задачи точно такая же, как и в методе Б. Н. Жемочкина.

Для получения реакции основания, изгибающих моментов и поперечных сил используют каноническую систему уравнений (7.18), в которой единичные перемещения имеют вид

$$\delta_{ki} = v_{ki} + \bar{z}_{ki}, \quad (7.26)$$

где v_{ki} — то же, что и в формуле (7.19)

$$\bar{z}_{ki} = \frac{(1 - \nu^2)}{\pi E} \bar{F}_{ki}. \quad (7.27)$$

Значения функции \bar{F}_{ki} , вычисленные по методике С. С. Давыдова, приведены в специальных таблицах в зависимости от соотношения x/c (x — расстояние от точки расположения внешней нагрузки до точки, где определяется осадка), мощности обжимаемого слоя H , коэффициента Пуассона грунта ν , расстояния между стержнями s .

Согласно инженерной практике и опыту проектирования, решения задачи о плоской деформации можно использовать без больших погрешностей лишь для средних продольных сечений гибких

фундаментов при длине их, не менее чем в 3...5 раз большей ширины, или для любых поперечных сечений, удаленных от концов балки не менее чем на полторы ее ширины.

Расчетная глубина сжимаемого слоя грунта определяется фактической глубиной залегания не-

сжимаемых пород или назначается на основании приближенного допущения о том, что ниже активной зоны для данного гибкого фундамента грунты основания несжимаемы.

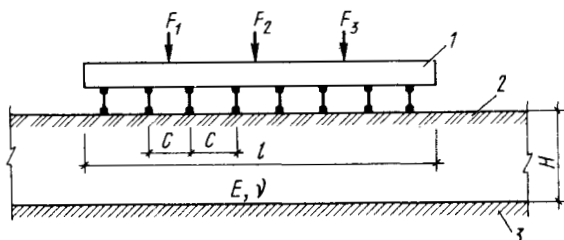


Рис. 7.4. Расчетная схема балки на упругом слое, подстилаемом несжимаемым основанием:
1 — балка; 2 — грунт; 3 — несжимаемый слой

ГЛАВА 8

ПРОЕКТИРОВАНИЕ КОТЛОВАНОВ И ЗАЩИТА ПОМЕЩЕНИЙ ОТ СЫРОСТИ И ПОДЗЕМНЫХ ВОД

8.1. Обеспечение устойчивости стен котлованов

При возведении фундаментов в открытом котловане проектом производства работ предусматривается выполнение следующих мероприятий: отрывка котлована, крепление стен котлована, его осу-

шение, подготовка основания, устройство фундаментов и обратная засыпка пазух с надлежащим уплотнением.

Проектирование котлованов начинают с горизонтальной и вертикальной привязки котлована к местности с указанием на планах и разрезах основных осей, размеров, абсолютных отметок дна и всех заглублений. В проекте предусматриваются мероприятия, направленные на предотвращение затопления поверхностными и подтопления подземными водами, нарушения природной структуры грунтов при производстве работ, возможного промерзания в зимний период и нарушения сохранности рядом расположенных зданий и сооружений.

Надежность и устойчивость, а также значения осадки естественных оснований во многом зависят от способа производства работ по разработке котлованов и устройства оснований и фундаментов.

Важно устраивать фундаменты в минимальные сроки, особенно в зимний или дождливый период года, тем самым снижая затраты на осушение котлована и сохраняя природную структуру грунтов.

Работы нулевого цикла и устройство фундаментов разрешается начинать только после приемки котлована и грунтов основания, что оформляется специальным актом.

Сохранение природной структуры основания обеспечивают с помощью защитного слоя грунта, который удаляют из котлована только непосредственно перед возведением фундамента. Толщина этого слоя указывается в проекте.

Отвод атмосферных осадков из котлована осуществляется с помощью открытого водоотлива.

Для обеспечения нормального ведения работ по устройству фундаментов, возводимых в открытых котлованах, необходимо исключить и возможность обрушения откосов. *Устойчивость стенок котлована обеспечивается с помощью придания им соответствующих уклонов или использования специальных креплений.*

Выбор величины откосов и способа крепления зависит от глубины котлована, особенностей напластования и свойств отдельных слоев грунта, уровня подземных вод, способа производства работ и расстояния до существующих зданий и сооружений.

1. Назначение крутизны откосов котлованов и траншей. Некоторые виды грунтов, особенно связные, способны держать вертикальный откос в пределах некоторой глубины. Поэтому стенки котлована иногда разрешается оставлять вертикальными. При вертикальных стенках котлованов возведение фундаментов и засыпку пазух следует производить вслед за выемкой грунта, так как случайное увлажнение грунта дождевыми водами может существенно уменьшить сцепление и привести к обрушению вертикального откоса.

При более глубоких котлованах (в пределах 3...5 м) в грунтах естественной влажности стенки допускается выполнять без крепления, но с уклоном (рис. 8.1). Данные о необходимой крутизне

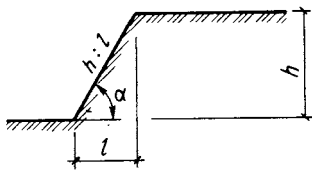


Рис. 8.1. Схема к вычислению крутизны откосов котлована

ем работ по обратной засышке пазух. Для выполнения требований устойчивости в этих случаях требуется тщательное уплотнение грунта обратной засыпки.

откосов для различных видов грунтов в зависимости от глубины котлована приведены в табл. 8.1. При глубине котлованов свыше 5 м для грунтов естественной влажности крутизна откосов назначается расчетом.

2. Распорные крепления стен котлованов. При значительной глубине котлована приходится выполнять большой объем работ по обратной засышке пазух.

Таблица 8.1. Наибольшая допустимая крутизна откосов

Вид грунта	Глубина выемки, м					
	1,5		3		5	
	α, град	h : l	α, град	h : l	α, град	h : l
Песчаный и гравийный	63	1 : 0,5	45	1 : 1	45	1 : 1
Супесь	76	1 : 0,25	56	1 : 0,67	50	1 : 0,85
Суглинок	90	1 : 0	63	1 : 0,5	53	1 : 0,75
Глина	90	1 : 0	76	1 : 0,25	63	1 : 0,5
Моренные пески и супеси	76	1 : 0,25	60	1 : 0,57	53	1 : 0,75
То же, суглинки	78	1 : 0,2	63	1 : 0,5	57	1 : 0,65

Избежать выполнения этих трудоемких работ позволяет применение распорных креплений, которые, обладая требуемой прочностью и малой деформативностью, исключают возможность обрушения стенок котлована.

К простейшим креплениям относят *распорные крепления с инвентарными распорками*, которые, упираясь в вертикально или горизонтально расположенные доски, предотвращают обрушение стенки котлованов (рис. 8.2, а).

При использовании широких котлованов (рис. 8.2, б) приходится создавать сложную пространственную конструкцию из распорок и стоек для их промежуточного опирания. В песчаных грунтах стенка крепления делается сплошной, в связных — не сплошной.

При разработке глубоких котлованов в песчаных грунтах устраивают *закладные крепления*. Их выполняют из вертикальных металлических прокатных профилей, погружаемых в грунт перед разработкой котлована с помощью забивки, вибрирования или в заранее подготовленные скважины с закладываемыми между ними досками (рис. 8.3, а). Иногда вместо досок используют создаваемые в котловане методом торкретирования сводки из бетона (рис. 8.3, б). Впоследствии они могут служить в качестве стен подземных помещений. Такие крепления называют сводчатыми. Зафиксировать от нежелательных деформаций прокатные профили и сводчатые крепления можно с помощью распорок или анкеров (рис. 8.3, б).

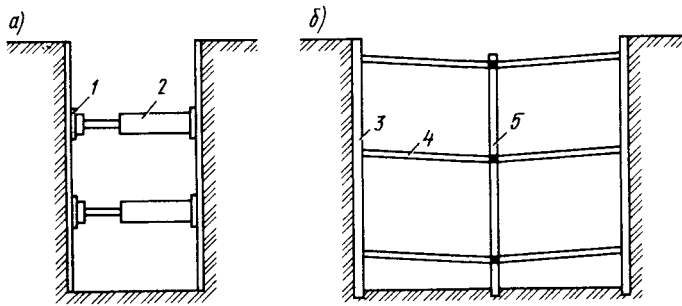


Рис. 8.2. Распорные крепления:

1 — упорная доска; 2 — инвентарная распорка; 3 — сплошное крепление стены; 4 — распорка; 5 — стойка для промежуточного опирания

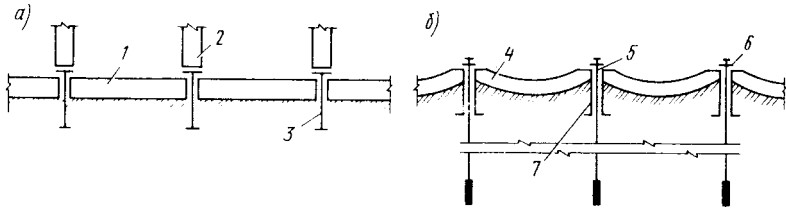


Рис. 8.3. План сплошных закладных креплений:

1 — закладная доска; 2 — распорка; 3 — двугавровая стойка; 4 — свод из торкрет-бетона; 5 — анкерное устройство; 6 — натяжное устройство; 7 — швеллерная стойка

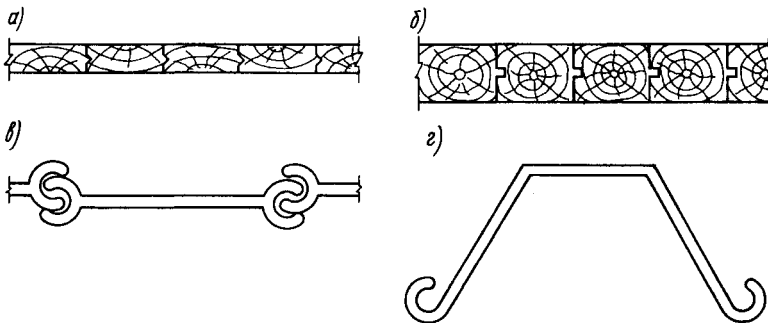


Рис. 8.4. Типы шпунтовых стенок

Уменьшить возможность потери устойчивости распорок можно за счет промежуточных стоек (см. 8.2, б), однако в этом случае распорки необходимо устанавливать с небольшим уклоном к центру котлована, чтобы исключить работу промежуточных стоек на выдергивание.

3. Устройство шпунтовых стенок. При разработке глубоких выработок ниже уровня подземных вод в сложных геологических условиях и на стесненных площадках (около существующих зданий и сооружений, дорог и т. д.), что часто имеет место в современном градостроительстве, крепление стенок котлована осуществляется с помощью шпунтовых стенок.

Шпунтовые стенки должны также обеспечивать и недопущение проникновения подземных вод через стенки и дно котлована. Для исключения поступления воды в котлован через его дно шпунтовое ограждение погружают до слоя водонепроницаемого грунта.

Шпунтовые стенки обычно выполняют из металла или дерева. Деревянный шпунт из досок (рис. 8.4, а) или брусьев (рис. 8.4, б) применяют при неглубоких котлованах (до 5 м), а при более глубоких используют металлические шпунтовые стенки, которые могут быть плоскими (рис. 8.4, в) и корытного профиля (рис. 8.4, г). Значительная жесткость при изгибе, которую имеет стенка корытного профиля, позволяет при глубине котлована до 6 м выполнять консольное шпунтовое крепление без распорок и анкеров.

В некоторых случаях проверяют устойчивость шпунтовой стенки вместе с массивом грунта по круглоцилиндрической поверхности скольжения, как это изложено в § 5.5. Глубина погружения шпунтовой стенки в грунт назначается исходя из ограничения горизонтального смещения или исключения возможности потери устойчивости основания по круглоцилиндрическим поверхностям скольжения.

4. Искусственное замораживание грунтов оснований основывается на водонепроницаемости, приобретаемой грунтами в мерзлом состоянии. Этот метод часто применяют в водонасыщенных грунтах, имеющих валунные, гравийные и другие включения, затрудняющие погружение традиционных шпунтовых ограждений. При замораживании в основании образуются льдогрунтовые стенки, препятствующие проникновению воды в котлован.

Замораживание грунтов осуществляют в такой последовательности. Котлован требуемых размеров ограждают по контуру рядом специальных колонок 7 (рис. 8.5), с помощью которых создается льдогрунтовая стенка. Такая колонка состоит из двух труб, находящихся одна внутри другой. При пропускании через колонку специальных охлаждающих растворов за счет теплообмена с окружающим грунтом происходит замерзание грунта. В качестве охлаждающего применяют раствор хлористого кальция, который в зависимости от концентрации способен замерзать при температуре от -26 до -55 °С. Нагнетание раствора в замораживающие колонки

и его охлаждение производят с помощью насоса 5 замораживающей установки (рис. 8.5). Замораживающая установка состоит из испарителя 4, охлаждающего раствор хлористого кальция за счет пропускания через змеевик, находящийся в испарителе, газообразного хладагента — обычно используют аммиак, гораздо реже — фреон или жидкий азот.

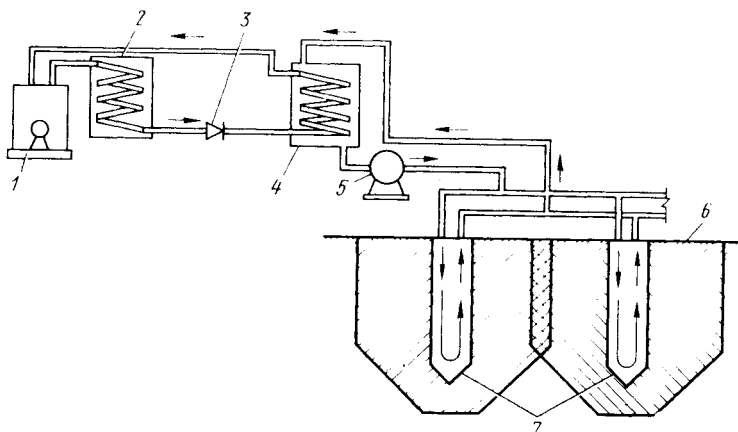


Рис. 8.5. Схема замораживающей установки

Хладагент перед поступлением в испаритель сжимается с помощью компрессора 1 до некоторого давления, в результате чего его температура резко повышается, попадая в конденсатор 2, который, охлаждая хладагент с помощью воды, вызывает его сжижение. Далее, поступая в испаритель через редукционный клапан 3, за которым компрессор поддерживает пониженное давление, происходит испарение хладагента, что сопровождается отбором большого количества теплоты, приводящей к понижению температуры находящегося в испарителе охлаждающего раствора. Затем газообразный хладагент вновь поступает в компрессор и цикл охлаждения повторяется.

Благодаря отрицательной температуре охлаждающего раствора происходит теплообмен с окружающим грунтом, в результате чего он постепенно замерзает. Через некоторое время цилиндры мерзлого грунта б, слившись друг с другом, образуют водонепроницаемую льдогрунтовую стенку.

Температура охлаждающей жидкости в результате теплообмена с грунтом повышается, и для охлаждения она вновь направляется в испаритель с помощью насоса. Таким образом, происходит циркуляция охлаждающего раствора от испарителя к колонкам и обратно. Льдогрунтовые стены, как правило, устраивают для

обеспечения водонепроницаемости до глубины порядка нескольких десятков метров.

Искусственное замораживание грунтов имеет следующие недостатки. Во-первых, оно значительно дороже устройства обычного шпунтового ограждения, во-вторых, его не применяют в грунтах, способных испытывать морозное пучение.

8.2. Анкерные крепления

Для уменьшения горизонтальных смещений шпунтовых стенок и увеличения их жесткости используют анкерные крепления, которые в отдельных случаях применяют и для крепления подземных частей сооружений.

Анкерные крепления предназначены для передачи на грунт выдерживающих усилий и состоят обычно из трех основных элементов: *рабочей части*, которая предназначена для удержания анкера в грунте; *анкерной тяги*, служащей для передачи удерживающего усилия от рабочей части анкера к элементу крепления; *стопорного устройства*, закрепляющего тягу.

Различают анкеры горизонтальные, наклонные и вертикальные.

Горизонтальные анкеры (рис. 8.6, а) применяют для крепления стенок неглубоких котлованов.

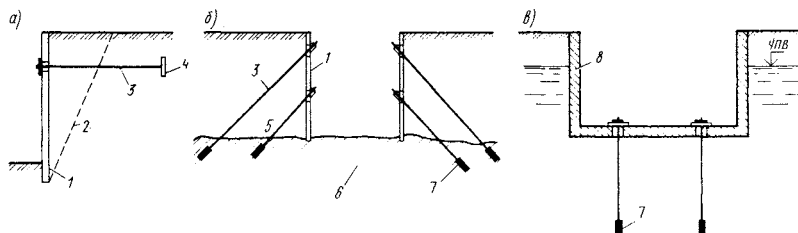


Рис. 8.6. Типы анкеров:

1 — шпунтовая стенка; 2 — призма обрушения; 3 — анкерная тяга; 4 — анкерная плита; 5 — слабый грунт; 6 — плотный грунт; 7 — цилиндрические анкеры; 8 — фундамент, неустойчивый на всплытие

Наклонные анкеры используют в основном для крепления вертикального ограждения стенок глубоких котлованов. Их длина зависит от расположения слоев относительно прочного грунта (рис. 8.6, б), в котором они заделываются, или от размеров призмы обрушения (рис. 8.6, а), за пределами которой они должны закрепляться.

Вертикальные анкеры применяют в основном как работающие на выдергивание части фундаментов или для пригрузки фундаментов и предохранения их от всплытия (рис. 8.6, в).

По способу изготовления анкеры подразделяют на засыпные, завинчиваемые, буровые и забивные.

Засыпные анкеры размещают в грунте оснований после отрывки траншей, после установки анкера траншею засыпают грунтом с последующим его уплотнением. В некоторых случаях такой анкер выполняют частично забивным, т. е. забивают в вертикальном или наклонном положении рабочую часть анкера, к которой затем крепят анкерную тягу. Часто для увеличения жесткости рабочую часть анкера крепят к анкерной плите.

Завинчиваемые анкеры в настоящее время применяют сравнительно редко. Рабочая часть такого анкера должна иметь специальные винтовые лопасти, с помощью которых в результате завинчивания анкер погружается в грунт.

Буровые анкеры, монтируемые в наклонных предварительно пробуренных скважинах, в которых устанавливают рабочую часть и анкерную тягу, широко применяют для крепления стенок котлованов. Тягу закрепляют в стенке ограждения после натяжения с помощью стопорного устройства.

Забивные анкеры используют обычно для закрепления ограждения стенок котлованов, если оказывается, что другие типы анкеров в данном случае неэффективны.

Применяемые в массовом строительстве буровые анкеры устраивают с цилиндрической, с уширением или инъекционной рабочей частью.

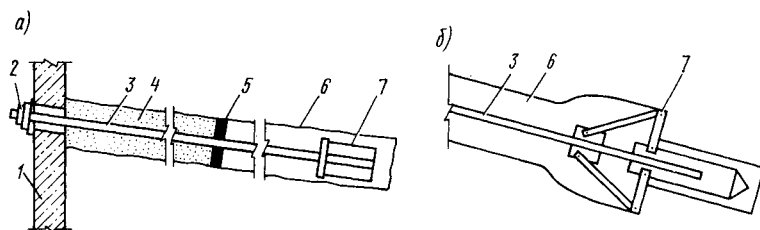


Рис. 8.7. Конструкции буровых анкеров:

- 1 — шпунтовая стенка; 2 — стопорное устройство; 3 — анкерная тяга; 4 — песок;
5 — уплотнительный диск; 6 — цементный раствор; 7 — анкеровка тяги

Анкер с цилиндрической рабочей частью (рис. 8.7, а) устраивают следующим образом. Под защитой обсадной трубы или раствора тиксотропной глины, а в плотных грунтах без крепления, пробуривают наклонную скважину диаметром 10...15 см. В скважину помещают специальную трубу для подачи цементного раствора, а также анкерную тягу. Чтобы правильно отцентрировать тягу, применяют специальные ограничители. В месте, где предполагают сформировать верхний конец цилиндрической рабочей части, устанавливают уплотнительный диск, предохраняющий проникновение грунта в часть скважины, заполняемую раствором. Нагнетая по трубе в скважину раствор, одновременно извлекают обсадную трубу до

уплотнительного диска. Далее в скважину подается песок с водой для заполнения остальной части скважины.

После твердения раствора рабочей части анкер с помощью стопорного устройства крепят к ограждающей стенке с соответствующим натяжением. К преимуществам цилиндрических анкеров относится простота изготовления, к недостаткам — невысокая несущая способность.

В некоторых случаях для повышения несущей способности анкеров рабочую часть бурового анкера выполняют с уширением (рис. 8.7, б). Уширение создается с помощью разбуривания или камуфлетным взрывом.

Инъекционные анкеры (рис. 8.8) устраивают аналогично цилиндрическим, с той лишь разницей, что подачу цементного или химического раствора производят под большим давлением для обеспечения инъектирования его в поры грунта. Для создания значительного давления скважину уплотняют с помощью специального тампона из резинового паркера (рис. 8.8, а) или пробкой из раствора на расширяющем цементе (рис. 8.8, б).

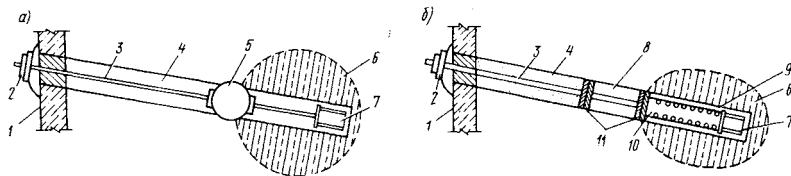


Рис. 8.8. Схема бурового инъекционного анкера:

- 1 — шпунтовая стенка; 2 — стопорное устройство; 3 — анкерная тяга; 4 — песок; 5 — резиновый паркер; 6 — закрепленный грунт; 7 — анкерка тяги; 8 — цементная пробка; 9 — цементный раствор в скважине; 10 — перфорированная труба; 11 — уплотнительные диски

Буровые анкеры выполняют во всех типах грунтов, причем анкеры с камуфлетным уширением рекомендуется применять в грунтах, способных уплотняться при взрыве, анкеры с разбуренным уширением в песчаных грунтах, инъекционные — в гравелистых, песчаных и трещиноватых скальных породах.

Для уменьшения горизонтальных смещений крепления стенок котлована анкеры подвергают предварительному натяжению. В некоторых видах грунтов, особенно в глинистых, в первое время после устройства в результате ползучести происходит медленное смещение крепления в сторону котлована. Для его уменьшения необходимо периодически подтягивать стопорное устройство, исключая тем самым ослабление анкера.

Расчет креплений и других конструкций, удерживаемых анкерами, проводят с учетом проверки общей устойчивости сооружения по несущей способности грунтов основания, в которых закрепляются анкеры. Длину анкеров устанавливают из условий обеспечения об-

щей устойчивости массива грунта совместно с сооружением, определяемого расчетом по круглоцилиндрическим поверхностям скольжения.

8.3. Защита котлованов от подземных вод

При возведении фундаментов, глубина заложения которых требует разработки котлованов ниже уровня подземных вод, последние получают возможность поступать в котлован, затрудняя тем самым проведение строительных работ. В этих случаях приходится прибегать к защите котлованов от подземных вод с помощью водопонижения или создания противодиффузионных завес, используя шпунтовые ограждения или стенки, погружаемые до слоя относительно водонепроницаемого грунта. Применение последнего способа не всегда экономически целесообразно из-за его большой стоимости и трудоемкости.

При разработке котлованов в пылевато-глинистых грунтах, имеющих незначительный приток подземных вод, используют *открытый водоотлив* с откачкой воды. Открытый водоотлив организуют следующим образом. По периметру котлована устраивают дренажные канавки с уклоном 0,01...0,02% в сторону прямиков, из которых по мере доступления вода откачивается с помощью насосов. По мере разработки котлована прямик постепенно заглубляется вместе с канавками. Для исключения нарушения природной структуры грунтов основания вода не должна покрывать дно котлована.

При устройстве гидроизоляции подвальных этажей и подземных помещений водоотлив выполняют с помощью дренажа с отводом воды в трубы, расположенные по периметру котлована.

Открытый водоотлив обычно применяют в неглубоких котлованах при незначительном притоке подземных вод.

Если характер проведения строительных работ по устройству фундаментов требует полного исключения поступления подземных вод в котлован через его дно и стенки, то прибегают к искусственному водопонижению с помощью *легких иглофильтрационных установок*.

При искусственном водопонижении иглофильтры располагают по периметру котлована обычно с шагом 0,8...1,5 м. Откачку воды из иглофильтров производят с помощью вихревого насоса через всасывающий коллектор. При этом вокруг каждого иглофильтра образуются депрессионные воронки (рис. 8.9, а), которые, соединяясь, и приводят к понижению уровня грунтовых вод в будущем котловане или траншее.

Максимальный уровень водопонижения с помощью иглофильтрационных установок составляет около 4...5 м. При необходимости водопонижения на большую глубину применяют многоярусные легкие иглофильтрационные установки (схема двухъярусной установки показана на рис. 8.9, б), которые требуют, как правило, расширения

котлована и увеличения земляных работ, поэтому в глубоких котлованах целесообразно применение эжекторных иглофильтров или использование глубинных насосов, откачивающих воду из буровых скважин (рис. 8.9, в).

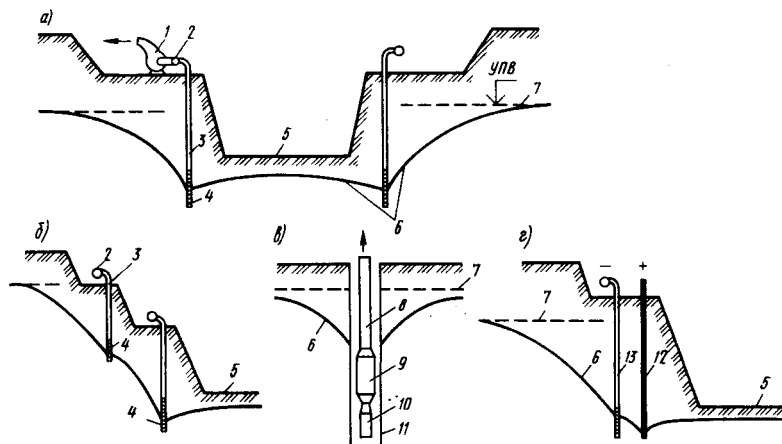


Рис. 8.9. Схемы искусственного водопонижения:

- 1 — вихревой насос; 2 — сборный коллектор; 3 — иглофильтр; 4 — сетка иглофильтра; 5 — дно котлована; 6 — депрессионная кривая; 7 — уровень подземных вод; 8 — напорный трубопровод; 9 — насос; 10 — электродвигатель; 11 — пробуренная скважина; 12 — металлический стержень-анод; 13 — иглофильтр-катод

Эжекторные иглофильтры состоят из двух соосно расположенных труб. Во внешнюю трубу под большим давлением подается вода, поступающая в эжектор, создающий разрежение около фильтрующего элемента, расположенного в нижней части иглофильтра. Подземная вода в результате разрежения засасывается во внутреннюю трубу и вместе с напорной водой по внутренней трубе подается вверх. Эжекторные иглофильтры применяют в пылеватых песках, супесях и других грунтах, имеющих коэффициент фильтрации более 0,0001 см/с; они позволяют понизить уровень грунтовых вод до 25 м. Погружение иглофильтров осуществляется с помощью размыва грунта струей воды, подаваемой в него под давлением.

Легкие иглофильтрационные установки используют для искусственного водопонижения в крупных, средней крупности и мелких песчаных грунтах, имеющих коэффициент фильтрации 0,05...0,002 см/с. В пылеватых песках сетки иглофильтров быстро заиливаются, поэтому для исключения этого явления грунт размывают для образования скважины, в которую засыпают песок средней крупности.

В пылевато-глинистых грунтах, имеющих коэффициент фильтрации менее 0,0001 см/с, искусственное водопонижение осуществляют с помощью *электроосмоса* в сочетании с иглофильтром.

Его выполняют в такой последовательности. По периметру котлована с интервалом 1,5...2 м располагают иглофильтры, а между ними (в шахматном порядке относительно иглофильтров) по бровке котлована забивают металлические стержни из арматуры или труб небольшого диаметра (рис. 8,9 з). Эти стержни присоединяют к положительному полюсу источника постоянного тока напряжением 40...60 В, а иглофильтры — отрицательному. Под действием тока рыхлосвязанная поровая вода переходит в свободную и, перемещаясь от анода к катоду (иглофильтру), откачивается, в результате уровень грунтовых вод понижается. В качестве источников постоянного тока используют электросварочные трансформаторы, при этом расход электроэнергии составляет 5...40 кВт·ч на 1 м³ осушаемого грунта. Осушение грунтов с помощью водопонижения достаточно хорошо сохраняет природную структуру грунтов.

В связи с тем что стоимость искусственного водопонижения находится в прямой зависимости от продолжительности работы откачивающих механизмов, добиться сокращения затрат можно при максимальном сокращении сроков проведения строительных работ.

8.4. Гидроизоляция подвальных помещений

При устройстве фундаментов зданий и сооружений, особенно при наличии подвальных помещений возникает необходимость в обеспечении надежной гидроизоляции для предотвращения проникновения влаги и подземных вод, которые могут при значительном подъеме даже затопить подвальные помещения, оказывая неблагоприятные воздействия не только на их эксплуатационные характеристики, но и на работу самих фундаментов.

Конструкцию гидроизоляции назначают в зависимости от отметки уровня подземных вод, глубины подвальной части здания, типа фундаментов, грунтовых условий строительной площадки, допустимой влажности в подвале и методов ведения работ по устройству фундаментов. Гидроизоляцию проектируют и устраивают одновременно с основаниями и фундаментами зданий и сооружений.

При расположении уровня подземных вод ниже отметки пола подвала возможно проникновение влаги по капиллярам, имеющимся в грунте, в помещение. В этом случае наружную поверхность стен подвала обмазывают за 1...2 раза битумом или гидроизоляционной мастикой и прокладывают рулонную

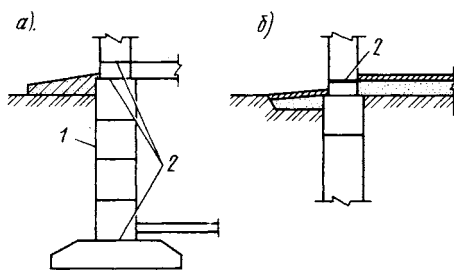


Рис. 8.10. Защита помещения от сырости:
1 — обмазка битумом; 2 — рулонная гидроизоляция

гидроизоляцию в стене на уровне пола в подвале и в уровне спланированной поверхности земли между стеной подвала и самого здания (рис. 8.10, а). Последнее выполняют для исключения проникновения сырости в помещения первого этажа за счет капиллярного переноса влаги в стенах. В бесподвальной части здания (рис. 8.10, б) для защиты помещений от сырости устраивают рулонную гидроизоляцию на уровне пола первого этажа. В сильновлажных грунтах пол подвала и внутреннюю часть стен выполняют из керамической плитки или штукатурят стены подвала цементным раствором, а пол устраивают из бетона, в который добавляют церезит, уплотняющий бетон и растворы.

Если уровень подземных вод может подниматься или находиться выше отметки пола подвала, необходимо устраивать сплошную гидроизоляцию под полом и по стенам подвала, располагая ее выше отметки максимального уровня подземных вод. Для предупреждения разрывов гидроизоляционного ковра вследствие неравномерных осадок фундаментов и пола подвала между ними устраивают компенсаторы в виде петли из ковра, располагаемые в специальном коробе с битумом. Такой конструктивный прием выполняют и вблизи осадочных швов.

Подземные воды оказывают гидростатическое давление на гидроизоляцию, стены и пол изолируемого помещения. Схема эпюры гидростатического давления показана на рис. 8.11, а.

При уровне подземных вод, находящегося выше отметки пола подвала не более чем на 0,5 м, гидроизоляция должна состоять из рулонного материала и дополнительной конструкции, защищающей от отрыва и удерживающей ее в заданном проектном положении при действии гидростатического давления (рис. 8.11, а). Вес слоя бетона, приходящегося на единицу площади, должен быть не менее гидростатического давления.

Если уровень подземных вод находится на высоте более чем 0,5 м над отметкой пола в подвале, гидроизоляция должна состоять из трех или более слоев рулонного материала и специальной конструкции, которая, работая на изгиб, воспринимает гидростатическое давление. В зависимости от типа такой конструкции различают наружную и внутреннюю гидроизоляцию.

Наружную гидроизоляцию наклеивают на предварительно выровненные поверхности стен и предохраняют от механических повреждений с помощью защитной стенки из кирпичей, крупных блоков или бетонных плит (рис. 8.11, б). Наружную гидроизоляцию часто применяют при использовании сплошных фундаментных плит и фундаментов из оболочек. В этом случае на бетонную подготовку укладывают гидроизоляционный ковер, который для защиты от повреждений при устройстве фундаментов покрывают защитным цементным слоем. Изоляционный ковер выпускают за пределы контура фундамента. После его бетонирования и возведения стен

подвальных помещений выпуски рулонного ковра поднимают вверх и приклеивают.

Внутреннюю гидроизоляцию выполняют после возведения фундаментов. Ее наклеивают на внутренние поверхности стен и прижи-

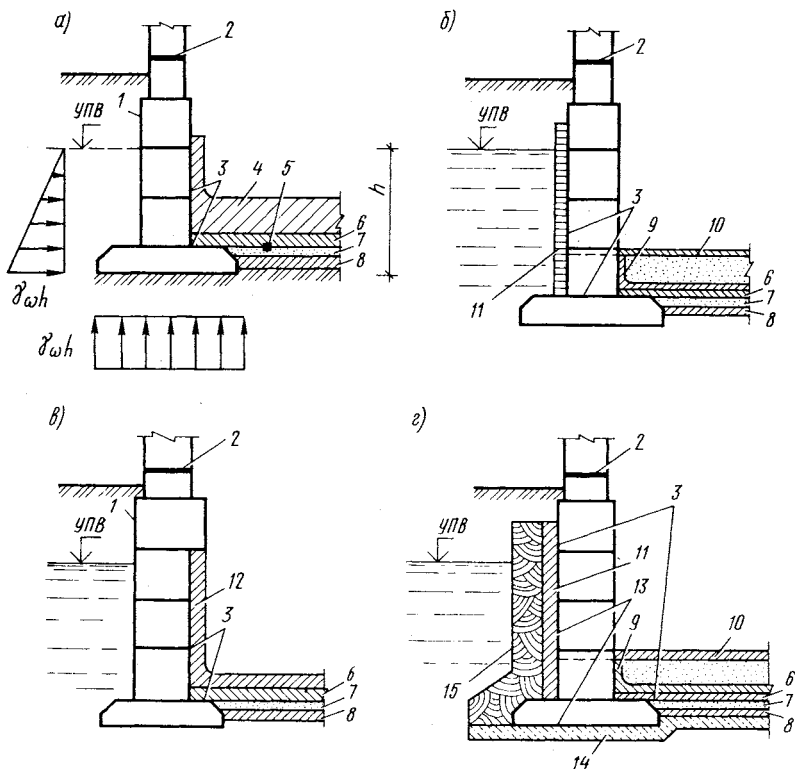


Рис. 8.11. Гидроизоляция подземных помещений:

1 — обмазка битумом и гидроизоляционной мастикой; 2 — гидроизоляция между стеной и фундаментом; 3 — рулонная изоляция; 4 — пригрузочный слой бетона; 5 — деформационный компенсатор; 6 — цементный или асфальтовый защитный слой; 7 — цементная стяжка; 8 — бетонная подготовка; 9 — железобетонное ребристое перекрытие, заделанное в стены; 10 — пол подвала; 11 — защитная стенка; 12 — железобетонный кессон; 13 — обмазка битумом или гидроизоляционной мастикой за 3 раза; 14 — щебеночная или гравийная подготовка на битум; 15 — замок из перемятой глины

мают специальной конструкцией из железобетонной плиты со стенками (кессоном), рассчитанной на восприятие гидростатического давления. Стенки кессона упирают для предотвращения всплытия в выступающие части фундамента или в перекрытия (рис. 8.11, в).

Для восприятия усилий, возникающих при неравномерных осадках, кессоны следует рассчитывать на изгиб от совместного

действия реактивного давления грунта и гидростатического давления воды.

Внутренняя гидроизоляция менее надежна, чем наружная, так как имеет большее число переломов и изгибов (во всех помещениях) в местах примыкания пола к стенам, а также входящих углов, где с полом подвала сходятся две стены.

Гидроизоляцию следует выполнять в сухом котловане, поэтому в период выполнения данной работы необходимо предусматривать мероприятия по искусственному водопонижению.

В некоторых случаях при определенных условиях подземные воды способны образовывать агрессивную среду по отношению к бетону. Агрессивные подземные воды образуются в основном в зонах расположения предприятий химической промышленности, городских свалок, при складировании отходов химической промышленности и на заболоченных или засоленных территориях. При воздействии таких сред бетон фундаментов разрушается, что приводит к коррозии арматуры. Скорость протекания этого процесса зависит от степени агрессивности подземных вод, водопроницаемости грунтов, плотности и трещиностойкости бетона.

Избежать вредного воздействия можно с помощью применения плотных и химически стойких классов бетонов и использования трещиностойких конструкций.

Если вышеупомянутые мероприятия не дают должного эффекта, прибегают к изоляции фундамента от агрессивных вод с помощью глиняных замков из перемятой и хорошо утрамбованной глины в комбинации с битумным и рулонным материалом (рис. 8.11, з).

При кислотных источниках агрессивных вод хорошие результаты дает устройство вокруг сооружения нейтрализационных барьеров, представляющих собой канавы, заполненные известковым щебнем или камнем, которые, нейтрализуя кислоту, снижают агрессивность подземной воды.

В сильноагрессивных водах подземные конструкции защищают с помощью химически стойких оболочек или облицовки клинкером на битуме или кислотостойком растворе.

В некоторых случаях борьбу с подземными водами ведут с помощью дренажей. В городском строительстве в основном применяют горизонтальные дренажи из труб с полной или частичной прорезкой водоносных слоев. Для получения экономического решения дренажной системы ее устраивают не для одного здания, а для целого комплекса сооружений в период инженерной подготовки территории, что существенно сокращает протяженность дренажной сети.

Применяют два типа дренажа для отдельных зданий и сооружений. *Пристенный дренаж* используют при относительно неглубоком залегании водоупорного слоя при слоистом напластовании грунтов (рис. 8.12, а) и располагают с наружной стороны фундамента. *Плостовый дренаж* применяют обычно в плохо фильтрующих грунтах

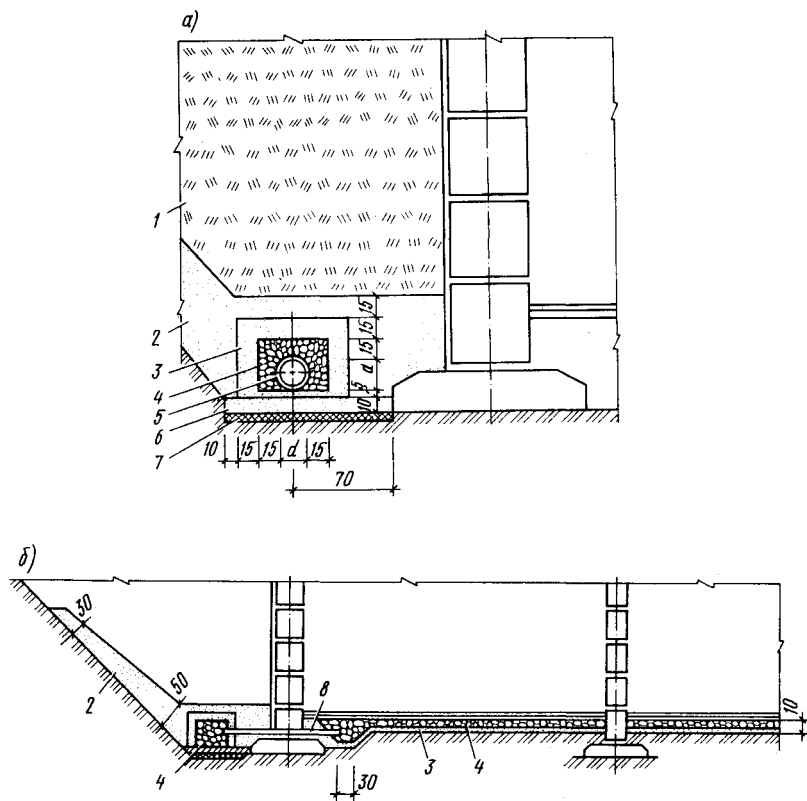


Рис. 8.12. Схемы дренажей:

1 — грунт обратной засыпки; 2 — песок средней крупности; 3 — песок крупный; 4 — мелкий щебень или гравий; 5 — дренажная труба; 6 — глинобетон; 7 — втрамбованный в грунт щебень; 8 — соединительная труба

при наличии в этих грунтах маломощных слоев хорошо фильтрующих грунтов. Пластовый дренаж часто совмещают с пристенным дренажем (рис. 8.12, б). Соединения осуществляют с помощью труб. Необходимо учитывать, что устройство дренажей требует дополнительных расходов на их эксплуатацию и ремонт.

Контрольные вопросы к разделу II

1. Приведите классификацию фундаментов, возводимых в открытых котлованах.
2. Как определяют размеры подошвы жесткого фундамента при центральном приложении нагрузки?
3. Как подбирают размеры подошвы жестких фундамента при внецентренном действии нагрузки?

4. Как выполняют расчет фундаментов на горизонтальные нагрузки?
5. Как вычисляют коэффициент запаса устойчивости при расчете на сдвиг?
6. Как определяют осадку фундаментов по схеме линейно деформируемого полупространства методом послойного суммирования?
7. В каких случаях применяют метод расчета осадок по схеме линейно деформируемого слоя?
8. Как вычисляют осадку по схеме линейно деформируемого слоя?
9. Как определяют осадку по методу эквивалентного слоя?
10. Как определяют затухание осадки во времени? Какая теория положена в основу расчета?
11. Как определяют крен фундаментов при однородных и слоистых основаниях?
12. Назовите основные методы расчета гибких фундаментов и перечислите особенности их применения.
13. Как выполняют расчет фундаментов методом местных деформаций?
14. Как выполняют расчет гибких фундаментов на упругом полупространстве?
15. В каких случаях используют метод расчета гибких фундаментов на упругом слое ограниченной глубины, подстилаемом несжимаемым основанием?
16. Как обеспечивают устойчивость стенок котлованов?
17. С помощью каких приспособлений осуществляют крепление стенок котлованов?
18. Назовите условия применения, типы анкерных устройств и их основные элементы.
19. Как осуществляют защиту котлованов от подземных вод?
20. Как производят защиту подвальных помещений от подземных вод?
21. Как осуществляют борьбу с подземными водами с помощью дренажных систем?

РАЗДЕЛ III

СВАЙНЫЕ ФУНДАМЕНТЫ И ФУНДАМЕНТЫ ГЛУБОКОГО ЗАЛОЖЕНИЯ

ГЛАВА 9

ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ О СВАЙНЫХ ФУНДАМЕНТАХ

9.1. Виды свайных фундаментов

Сваями называют погружаемые или сформированные в грунте в вертикальном или наклонном положении относительно длинные элементы, передающие нагрузки на нижележащие слои грунта основания.

Фундаменты из свай часто применяют при наличии в верхней зоне грунтов основания слабых грунтов, когда возникает необходимость передачи нагрузки от сооружения на более плотные грунты, залегающие в данном случае на некоторой, иногда значительной, глубине.

В условиях современного строительства свайные фундаменты используют очень широко. Большинство жилых и общественных зданий с количеством этажей более девяти возводят на свайных фундаментах. Это объясняется их повышенной несущей способностью по сравнению с фундаментами, возводимыми в открытых котлованах, а также сравнительно меньшей трудоемкостью земляных работ.

Свайным фундаментом считают группу свай, объединенных сверху специальной конструкцией в виде плит или балок, называемых ростверками, которые предназначены для передачи и равномерного распределения нагрузки на сваи. Ростверки, являясь несущими конструкциями, служат для опирания надземных конструкций зданий.

Различают свайные фундаменты с низким ростверком, промежуточным и высоким.

Низкий ростверк (рис. 9.1, а) расположен ниже спланированной поверхности земли. Являясь частью свайного фундамента и взаимодействуя с грунтом основания, он способен передавать часть вертикального давления на основание по своей подошве и воспринимать горизонтальные усилия. При устройстве ростверка в зоне промерзания на него будут действовать нормальные и касательные силы морозного пучения, поэтому низкие ростверки в пучиноопасных грунтах рекомендуется располагать ниже зоны промерзания

или использовать мероприятия, направленные на снижение вредного воздействия в результате промерзания.

В свайном фундаменте с низким ростерком в совместной работе участвуют сам ростерк, сваи и грунт, находящийся в межсвайном пространстве, причем сваи работают в основном на сжатие.

Промежуточный ростерк устраивают непосредственно на поверхности грунта без заглубления (рис. 9.1, б) и используют при устройстве свайных фундаментов на непучинистоопасных грунтах. В связи с тем что верхние слои грунта, как правило, имеют низкую несущую способность, промежуточные ростерки не могут передавать вертикальное давление по своей подошве.

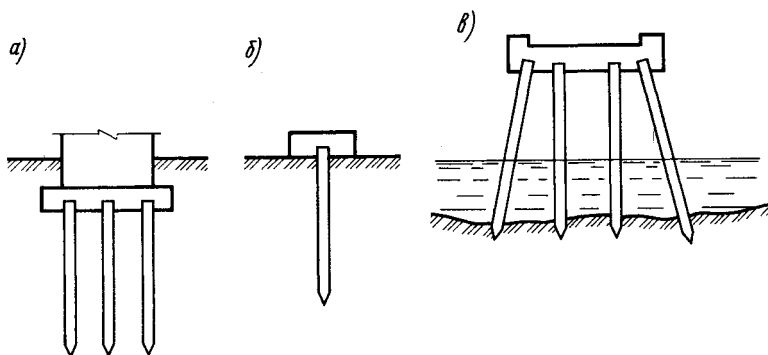


Рис. 9.1. Схемы свайных ростерков

Высокие ростерки расположены на некотором расстоянии от поверхности земли (рис. 9.1, в). Свайный фундамент с таким ростерком применяют под внутренние стены гражданских и жилых зданий с техническими подпольями, мостовые опоры и др.

Для увеличения жесткости при действии горизонтальных нагрузок, кроме вертикальных, забивают и наклонные сваи. Такие конструкции рассчитывают как плоские или пространственные рамы, в которых ростерк считается жестким или гибким ригелем, а сваи вертикальными или наклонными стойками, работающими на изгиб, внецентренное сжатие или растяжение.

В практике строительства применяют следующие типы свайных фундаментов: из одиночных свай, ленточных свайных фундаментов, свайных кустов и сплошных свайных полей.

Фундаменты из одиночных свай используют только под легкие, как правило, каркасные здания, когда нагрузку, передаваемую колонной, может воспринять одна свая. В некоторых случаях применяют так называемые сваи-колонны, которые, являясь одновременно и сваями и колоннами здания, приводят к существенному снижению трудоемкости строительного-монтажных работ.

Ленточные фундаменты применяют в основном под несущие стены и другие протяженные конструкции. Сваи в фундаменте располагают в один, два или более рядов в линейном или шахматном порядке (рис. 9.2, а). При многорядном расположении свай ленточный фундамент, имея большую жесткость, способен воспринимать внецентренно приложенную нагрузку без изгиба свай, в то время как при однорядном расположении свай будут работать на изгиб.

Кусты свай (рис. 9.2, б) используют в основном под отдельные опоры (колонны и столбы). Количество свай в таком фундаменте должно быть не менее трех. Допускается применение свайного куста и из двух свай, но только в случае, если с помощью проектных и конструктивных мероприятий удастся предотвратить развитие изгиба свай в плоскости, перпендикулярной оси, проходящей через обе сваи.

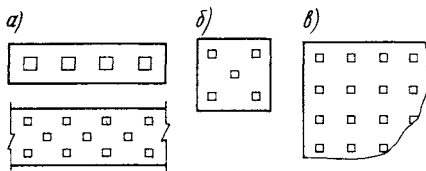


Рис. 9.2. Виды свайных фундаментов

Сплошные свайные поля (рис. 9.2, в) применяют под тяжелые многоэтажные и башенные сооружения, имеющие небольшие габариты в плане. Свайным полем часто называют также систему свай, размещенных на строительной площадке под строящееся сооружение. Поля могут состоять из одиночных свай, кустов или системы свай под ленточные фундаменты.

Широкое применение в гражданском строительстве свайных фундаментов обусловлено возрастанием нагрузки от возводимых зданий и сооружений, увеличение объемов строительства на площадках с неудовлетворительными грунтовыми условиями, а в некоторых случаях возможностью получения более простых и экономически выгодных решений конструкций подземных частей зданий.

Сваи различают по условиям изготовления и погружения, материалу, из которого изготавливаются, по способу передачи нагрузки на грунты оснований, а также по размерам и формам поперечного и продольного сечений.

9.2. Способы погружения и типы свай

В практике строительства свай, изготавливаемые на заводах промышленности строительных материалов, погружают в грунт с поверхности земли или дна котлована с помощью следующих способов: забивки с помощью сваебойных молотов; погружение с помощью вибропогружателей и вибромолотов; вдавливанием статической нагрузкой; завинчиванием.

Забивные сваи погружают в грунт с помощью специальных сваебойных молотов. Для обеспечения целостности сваи при забивке на голову (верхнюю часть) сваи надевают специальный металлический наголовник, в который помещают прокладку из дерева,

резины и других упругих материалов, которые хотя и несколько снижают эффективность удара, однако предотвращают от разрушения материал свай внутри наголовника. Погружение свай будет достаточно эффективным и не займет много времени, если вес ударной части молота будет больше, чем вес свай с наголовником.

Забивку свай трудно осуществлять, если в основании находятся гравелистые, крупные, средней крупности плотные пески. В этом случае для обеспечения погружения свай применяют подмыв грунта струями воды под острием свай. Иногда для уменьшения сопротивления грунта погружению свай последние забивают в предварительно пробуренные лидерные скважины, длина которых должна быть не менее чем на 1 м меньше свай, а диаметр меньше, чем диаметр или поперечные размеры свай.

Погружение свай с помощью вибропогружателей и вибромолотов выполняют при наличии в основании песчаных водонасыщенных грунтов. При работе эксцентрикового центробежного вибратора, установленного на головах свай, вертикальные колебания, передаваясь на грунт, приводят к его разжижению, в результате чего свая погружается в грунт при резком снижении трения по ее боковой поверхности.

После прекращения действия вибрации через некоторое время трение в грунте полностью восстанавливается, а в некоторых случаях оказывается даже несколько большим, чем в первоначальном состоянии или при погружении свай с помощью забивки.

Давление свай с помощью статической нагрузки обычно применяют в тех случаях, когда свайные фундаменты возводят рядом с уже существующими зданиями, что часто имеет место в условиях массовой городской застройки или при реконструкции зданий, когда недопустимо появление вибраций, которыми сопровождаются забивка и вибропогружение. Особое внимание следует обращать на водонасыщенные пески и супеси, которые способны уплотняться под действием колебаний, претерпевая дополнительные осадки.

Погружение свай с помощью завинчивания осуществляют используя специальные винтовые лопасти диаметром до 2 м, располагаемые у острия (см. рис. 9.5, ж). Применение таких свай становится целесообразным, если в верхней зоне основания залегают слабые грунты, подстилаемые плотными, малосжимаемыми грунтами, до которых и производят завинчивание. Винтовые сваи чаще всего используют для фундаментов, работающих на выдергивание, и для устройства анкеров. Для завинчивания металлических свай при наличии в основании податливых грунтов применяют механизмы, аналогичные буровым установкам. Тяжелые железобетонные сваи с металлическими лопастями большого диаметра погружают с помощью кабестана, представляющего собой полу муфту, надеваемую на голову свай и приводимую в медленное вращение электродвигателем с системой приводных шестерен. При завинчивании кабестан закрепляют с помощью специальных анкеров.

Основные принципы работы механизмов, применяемых при погружении свай, а также их устройство освещены более подробно в курсе технологии строительного производства.

По условиям передачи нагрузки на грунты оснований сваи подразделяют на сваи-стойки и сваи трения (висячие сваи).

Сваи-стойки (рис. 9.3,а), прорезая толщу относительно слабых грунтов, передают нагрузку на практически несжимаемые грунты (скальные, полускальные или очень твердые пылевато-глинистые породы). Опираясь на них, такие сваи практически не получают вертикальных перемещений, следовательно, силы трения по боковой поверхности отсутствуют и давление передается только за счет лобового сопротивления грунта под острием (пятой сваи). Следовательно, этот тип свай работает подобно сжатой стойкам, находящимся в упругой среде.

Сваи трения (рис. 9.3,б) погружают в сжимаемые грунты. В результате вертикального перемещения под действием внешней нагрузки по боковой поверхности сваи образуются силы трения F_s , а под острием сваи будет действовать лобовое сопротивление грунта F_0 . Сопротивление грунта погружению сваи называют *несущей способностью грунта основания*. Для висячей сваи эта величина будет состоять из двух составляющих:

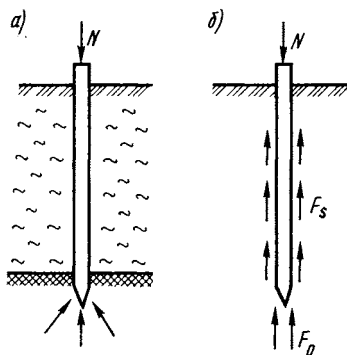


Рис. 9.3. Схема передачи нагрузки на грунты основания

$$F_d = F_0 + F_s, \quad (9.1)$$

Для удовлетворения условия расчета по второй группе предельных состояний сваи рекомендуется погружать до относительно плотных грунтов, обеспечивая тем самым более полное использование несущей способности материала свай и предельно допустимое значение осадки.

По условиям изготовления и погружения сваи разделяют на погружаемые в грунт в готовом виде и сваи, формируемые в грунте оснований.

По материалу сваи, погружаемые в готовом виде, подразделяют на деревянные, железобетонные, металлические и комбинированные.

Деревянные сваи (рис. 9.4,а) в практике строительства применяют сравнительно редко из-за возможного загнивания древесины в грунте основания при переменной влажности, необходимости экономии древесины и ограничения сортамента деревянных элементов. Такие сваи изготавливают из бревен диаметром от 18 до 36 см и длиной от

4,5 до 12 м. При необходимости получения свай большей длины их стыкуют из отдельных звеньев. Для предотвращения размочаливания головы сваи при забивке ее защищают металлическим бугелем, а нижний конец сваи заостряют для облегчения погружения.

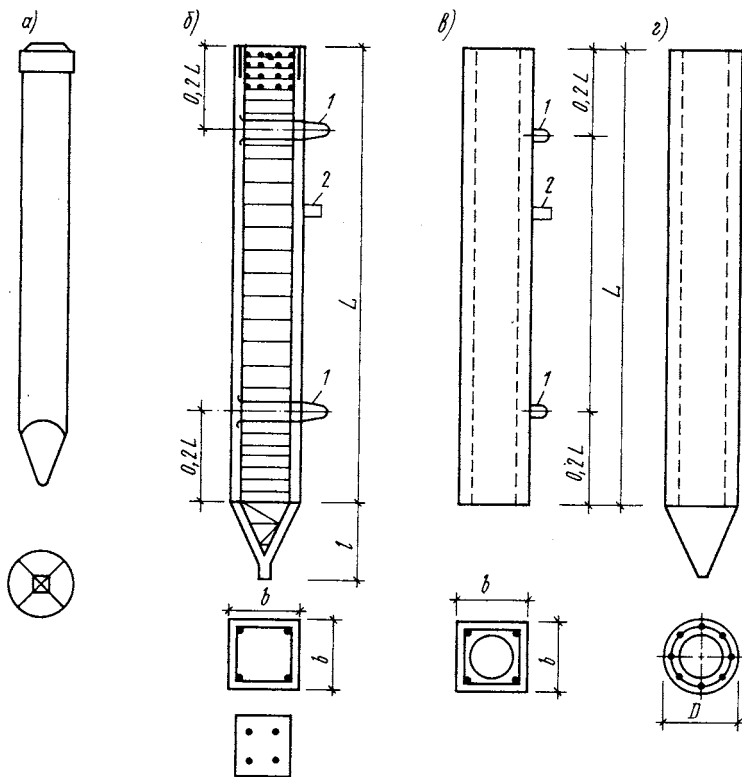


Рис. 9.4. Типы свай

Железобетонные сваи в настоящее время применяют наиболее часто, так как промышленность строительных материалов выпускает широкий сортамент таких свай, удовлетворяющий всем запросам массового строительства. Железобетонные сваи имеют различные размеры и сечения. Чаще всего применяют сваи с квадратным сплошным (рис. 9.4,б), квадратным с круглой полостью (рис. 9.4,в) и полым круглым поперечным сечением (рис. 9.4,г), постоянным по всей длине сваи.

Квадратные сваи изготовляют с размером поперечного сечения от 20×20 до 40×40 см и длиной от 3 до 20 м.

При необходимости получения свай большей длины их стыкуют

из отдельных секций, имеющих для этой цели закладные детали, позволяющие создавать болтовое или сварное соединение.

Сваи, имеющие полное сечение, выпускают с наконечником и без него, в последнем случае погружение осуществляется без удаления грунта из внутренней полости.

В сваях устанавливают продольную и поперечную спиральную арматуру. Продольную арматуру применяют с предварительным напряжением или без него. Шаг спиральной арматуры в голове и у острия делают чаще, чем в середине сваи. Для восприятия динамической нагрузки при забивке и возникающих при этом значительных поперечных усилий голову сваи дополнительно армируют 3...5 арматурными сетками (рис. 9.4, б).

Для исключения перенапряжения в сечениях свай при транспортировании места строповки фиксируются специальными петлями 1, расположенными на расстоянии $0,2L$ от концов сваи, так чтобы в ней при подъеме возникали приблизительно равные изгибающие моменты. Для подачи сваи на копер в ней предусматривают отверстие на расстоянии $0,3L$ от головы сваи, в которое устанавливают штырь 2 подъемного троса. Сваи небольшой длины выполняют без поперечного армирования в целях экономии металла.

Круглые пустотелые цилиндрические сваи изготавливают методом центрифугирования диаметром от 40 до 80 см при длине от 4 до 12 м и толщине стенок 8...10 см. Сваи диаметром от 60 см делают с закрытым нижним концом в виде острия. Такие сваи особенно целесообразны в качестве свай трения, так как имеют большую площадь боковой поверхности на 1 м^3 железобетона и, следовательно, являются более экономичными. Конструкция цилиндрических свай позволяет создавать и составные сваи.

Полую круглую сваю, имеющую диаметр от 1 до 3 м, называют *свай-оболочкой*. Длина свай-оболочек находится в пределах от 6 до 12 м при толщине стенок 12 см.

Существуют новые конструктивные решения железобетонных свай, имеющих как постоянное сечение по длине в виде треугольника, тавра, двутавра или крестообразное (рис. 9.5, з), так и переменное. В частности, применяют пирамидальные (рис. 9.5, а), трапециевидные (рис. 9.5, б), ромбовидные (рис. 9.5, в), продольно расчлененные (рис. 9.5, г), образующие козлообразную конструкцию после погружения в результате несимметричного заострения, сваи с забивным оголовком (рис. 9.5, д) и булавовидные (рис. 9.5, е). Забивной оголовок уплотняет грунт при погружении и сам передает часть нагрузки на основание. В некоторых случаях применение забивного оголовка позволяет увеличивать несущую способность фундаментов в 1,5...2 раза. Конструкции свай, показанные на рис. 9.5, обладают повышенной несущей способностью по сравнению со сваями, имеющими постоянное поперечное сечение, однако их применение пока ограничено вследствие небольших объемов производ-

ства заводами строительных конструкций. Применяются сваи-колонны и забивные блоки (рис. 9.5, и, к).

Металлические сваи, как правило, имеют трубчатое сечение, так как их изготавливают из труб, реže — тавровое или двутавровое, а также более сложное сечение, создаваемое сваркой прокатных профилей.

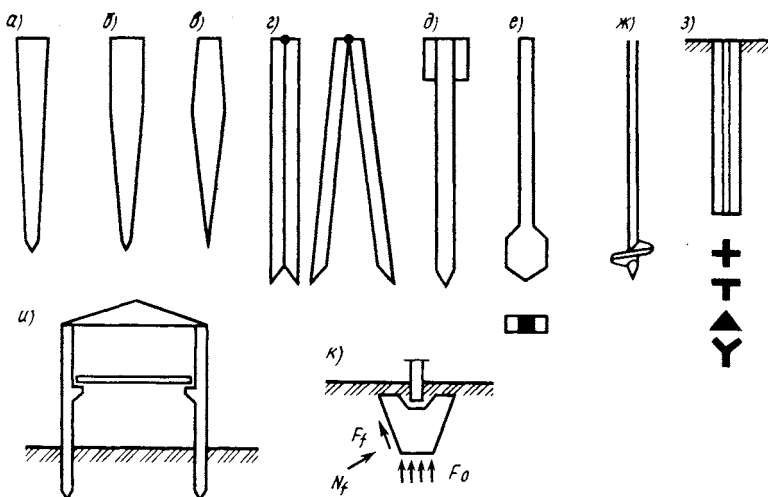


Рис. 9.5. Конструктивные решения свай

Комбинированные сваи представляют собой конструктивные элементы, состоящие из различных материалов. Например, ниже уровня подземных вод часть сваи выполняют из дерева, а верхнюю — из железобетона. Иногда используют сваю, состоящую в верхней части из железобетонной оболочки большого диаметра, которая объединяет для совместной работы группу металлических свай, расположенных понизу. Комбинированные сваи применяют также в виде металлической трубчатой оболочки, которую для придания большей жесткости и прочности заполняют бетоном.

9.3. Сваи, изготавливаемые в грунтах оснований

Сваи, изготавливаемые в грунте основания, часто называют набивными. По материалу, из которого они изготовлены, сваи подразделяют на бетонные, железобетонные, песчаные (грунтовые), щебеночные и грунтоцементные. Для фундаментов используют, как правило, бетонные и железобетонные набивные сваи, другие типы свай в основном применяют для искусственного улучшения свойств грунтов оснований, о чем будет сказано ниже.

По способу изготовления различают сваи без оболочек, с неизвлекаемой оболочкой и с оболочкой, извлекаемой из грунта.

Сваи без оболочек применяют в грунтах, которые позволяют осуществлять бурение скважин без крепления их стенок. Иногда для таких типов свай используют скважины, получаемые в результате забивки и извлечения специального сердечника либо вытрамбовывания тяжелыми трамбовками.

Длина безоболочковых свай составляет 12...15 м, диаметр от 0,4 до 1,0 м, бетонирование осуществляют с помощью вертикально перемещающейся трубы с уплотнением бетонной смеси трамбованием или вибрированием. Для получения железобетонных свай в скважинах устанавливают арматурный каркас.

В относительно слабых грунтах проходку скважин производят под защитой глинистого раствора, который при подаче бетона вытесняется из скважины. Благодаря большому удельному весу глинистый раствор создает в скважине значительное избыточное давление, удерживающее стенки от обрушения.

Для повышения несущей способности безоболочковых свай в нижней части скважины формируют уширенную пятую с помощью разбуривания (рис. 9.6, а, б) или камуфлетного взрыва, производимого после заполнения ствола бетонной смесью.

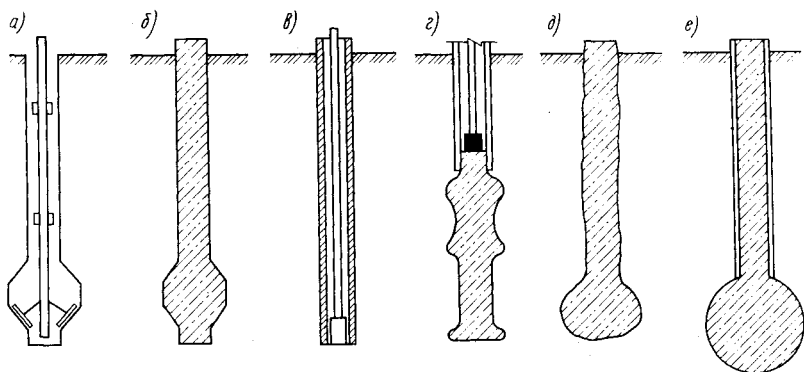


Рис. 9.6. Сваи, изготавливаемые в грунте

Набивные сваи с извлекаемой оболочкой нашли широкое использование в практике строительства, так как применяемые при их изготовлении инвентарные обсадные трубы, защищая стенки скважин от обрушения, позволяют получать сваи в широком диапазоне грунтовых условий строительной площадки.

Сваи Страуса изготавливают в пробуренных скважинах, закрепленных металлическими обсадными трубами диаметром до 0,4 м и длиной до 12 м. Скважину заполняют бетоном слоями до 1 м,

уплотняя бетон с помощью трамбования, трубу постепенно извлекают (рис. 9.6, в, г).

Частотрамбованные сваи изготавливают в инвентарных металлических оболочках, опирающихся на железобетонные наконечники, которые остаются в грунте после извлечения трубы. При погружении обсадных труб используют вибраторы или молоты, имеющие специальные приспособления для их извлечения из грунта. После забивки до проектной отметки во внутреннюю полость отдельными порциями подают бетон и трубу извлекают при включенном вибраторе или молоте. Под действием вибрации уплотняется не только бетон, но и окружающий грунт. Данный тип свай имеет диаметр до 0,4 м и длину до 12 м.

Сваи Франки относятся к группе набивных свай, отличительной особенностью которых является то, что бетон укладывают во внутреннюю полость предварительно забитой до проектной отметки металлической трубы с закрытым пробкой нижним концом. Пробка из жесткого бетона после забивки обсадной трубы выбивается в грунт с помощью специального молота, образуя несколько уширенную пятю. Затем в трубу отдельными порциями подают бетон, который тем же молотом выбивается в грунт при одновременном подъеме оболочки, что приводит к формированию свай с гофрированной поверхностью (рис. 9.6, д).

Добиться максимальной механизации работ по изготовлению свай с извлекаемой оболочкой можно с помощью установок систем «Беното» и «Като».

Эти установки позволяют с помощью специальных передвижных станков осуществлять вдавливание обсадной трубы домкратами в сочетании с вращательным движением для облегчения погружения. Выемка грунта производится с помощью специального грейферного устройства, перемещаемого внутри обсадной трубы. Бетонирование осуществляется по мере извлечения трубы из скважины. Для уширения пятю сваи используют специальную разбурывающую фрезу. Свай системы «Беното» могут иметь диаметр от 0,4 до 1,5 м и длину до 100 м, системы «Като» — диаметр от 0,6 до 2 м, длину до 60 м.

Сваи с неизвлекаемой оболочкой изготавливают в том случае, если отсутствует возможность качественного выполнения свай с извлекаемой оболочкой. Например, при значительном напоре грунтовых вод тело свай с извлекаемой оболочкой может быть частично нарушено в процессе твердения, что приведет к снижению ее несущей способности.

Комбинированные сваи с неизвлекаемой металлической оболочкой часто используют при возведении крупных транспортных и гидротехнических сооружений. В частности, при сооружении опор мостов с высоким ростверком оболочка служит опалубкой верхней части свай и одновременно обеспечивает ее целостность и долговечность при воздействии движущихся по реке наносов.

В связи с тем что данный тип свай достаточно дорог, целесообразно повышать их несущую способность, используя, например, камуфлетные взрывы для уширения пяты (рис. 9.6, е).

Сравнительно низкая стоимость свай, изготавливаемых в грунте оснований, и возможность их использования в широком диапазоне грунтовых условий способствовали их значительному распространению в практике строительства. Однако данный тип свай имеет следующие недостатки, а именно: необходимость бетонирования на строительной площадке, что особенно затруднительно в зимний период, так как требует прогрева бетона в зоне промерзания грунта.

9.4. Явления в грунтах оснований, происходящие при возведении свайных фундаментов

При устройстве свайных фундаментов из забивных или набивных свай в грунтах оснований наблюдается ряд специфических явлений, которые необходимо учитывать при проектировании и строительстве.

В результате погружения свай происходит вытеснение некоторого объема грунта, вызывающего его последующее уплотнение, что приводит к незначительному поднятию дна котлована в пределах свайного поля. Это явление наблюдается в рыхлых песках и песках средней плотности, а также в пылевато-глинистых грунтах, слабо насыщенных водой.

В насыщенных водой глинах и суглинках уплотнение происходит в основном в результате отжатия поровой воды, как правило, достаточно медленно. Поэтому в процессе погружения свай уплотнение грунта вокруг нее незначительно и происходит в основном вследствие отжатия воды из пор вверх вдоль ствола сваи. Основная зона деформаций грунта в рассматриваемом случае находится на некотором расстоянии от оси сваи и характеризуется смещением частиц в стороны и вверх в результате частичного выпора, вызывающего поднятие дна котлована. Частичный выпор пылевато-глинистых грунтов приводит к их перемятию, что нарушает природную структуру, тем самым снижая несущую способность. Динамические воздействия, передаваемые пылевато-глинистыми грунтами при погружении свай забивкой или вибрированием, также приводят к снижению несущей способности.

Поднятие дна котлована приводит к вертикальному перемещению ранее забитых свай, что требует их дальнейшей последующей добивки до проектного положения при устройстве фундаментов.

Наиболее существенное снижение несущей способности грунта основания наблюдается у боковой поверхности свай, так как вода, отжимаясь из пор грунта, перемещаясь по стволу свай, приводит к резкому снижению трения по боковой поверхности, увеличивая погружение свай при ударах.

Величина погружения свай от одного удара молота или работы вибропогружателя в течение одной минуты называется отказом.

При погружении в насыщенные водой глины и суглинки отказ увеличивается по мере забивки. Очевидно, что чем меньшее сопротивление оказывает грунт погружению свай, тем больше отказ, а следовательно, и меньше несущая способность свай.

Практика забивки свай показывает, что для восстановления несущей способности необходимо дать свае «отдохнуть», т. е. не прикладывать к ней статические и динамические воздействия в течение определенного промежутка времени. За время «отдыха» вода, находящаяся в зоне контакта свай с грунтом, переместится в окружающий грунт, а тиксотропные свойства грунта восстановят прочность грунта около свай. За время отдыха отказ резко уменьшается. Такой отказ называют *действительным* в отличие от *производственного отказа*, имеющего место сразу же после забивки, который часто называют еще и «ложным отказом».

В песчаных грунтах «ложный отказ» часто бывает меньше действительного из-за образования под острием свай ядра сильно уплотненного грунта, сопротивляющегося погружению свай. За время «отдыха» происходит релаксация напряжений в песчаном грунте и отказ увеличивается.

Продолжительность «отдыха» свай зависит от вида грунта на строительной площадке. Для супесей и песков длительность «отдыха» одна неделя, в суглинках — две, для глин — более трех недель.

В чистых песчаных, гравелистых и ненасыщенных водой пылеватоглинистых грунтах отказ по мере внедрения свай уменьшается, а «отдых» практически не влияет на его величину.

При погружении свай в водонасыщенные песчаные грунты рекомендуется применять вибрирование, так как оно способствует виброуплотнению песков, повышая несущую способность свай по сравнению с забивкой.

При изготовлении набивных свай несущая способность грунта во многом зависит от способа выполнения работ и применяемой технологии.

Бурение не способствует увеличению несущей способности грунта, так как не приводит к его уплотнению вокруг свай, как это имеет место при забивке. Существенное снижение несущей способности наблюдается у буронабивных свай, если в забое имеется некоторое количество шлама, остающегося после бурения в скважине. Повысить несущую способность таких свай можно путем уплотнения грунта под сваями и между ними за счет применения камуфлетных взрывов и механического трамбования.

10.1. Определение несущей способности свай

Несущая способность одиночной сваи определяется из условий работы материала, из которого она изготовлена, и грунта, в который она погружается. Поэтому сопротивление сваи действию вертикальной нагрузки определяется как наименьшая из величин, вычисляемых из условий прочности материала сваи и грунта, удерживающего сваю. В идеальном случае расчетная несущая способность по материалу должна быть равна несущей способности по грунту, однако в реальных условиях такое условие трудновыполнимо, поэтому для получения наиболее экономичного решения необходимо стремиться, чтобы полученные расчетные несущие способности были максимально близкими. Несущую способность свай по грунту и материалу рассчитывают по первой группе предельных состояний.

Несущую способность свай по материалу определяют в фундаментах с низким ростверком из условий прочности в плотных грунтах и устойчивости в слабых — на действие осевой вертикально приложенной сжимаемой силы, как центрально сжатого стержня. В высоких ростверках материал свай рассчитывают на дополнительное действие изгибающих моментов и горизонтальных сил.

Несущая способность железобетонной сваи по материалу

$$N = \gamma_c \varphi (\gamma_b R_b A + R_s A_s), \quad (10.1)$$

где γ_c — коэффициент условий работы ($\gamma_c = 0,6$ — для набивных свай и $0,9$ — для сборных железобетонных свай при размере поперечного сечения $b \leq 200$ мм и $\gamma_c = 1$ при $b > 200$ мм); φ — коэффициент продольного изгиба, учитываемый лишь для достаточно мощных слоев слабых грунтов, в остальных случаях $\varphi = 1$; γ_b — коэффициент условий работы бетона; R_b — призменная прочность бетона; A — площадь поперечного сечения сваи; R_s — расчетное сопротивление арматуры сжатию; A_s — то же, продольной арматуры.

Согласно действующим нормам, сваи и свайные фундаменты по несущей способности грунтов оснований рассчитывают по формуле

$$N \leq F_d / \gamma_k, \quad (10.2)$$

где N — расчетная нагрузка, передаваемая на сваю (продольное усилие от расчетных нагрузок при наиболее невыгодном их сочетании); F_d — расчетная несущая способность сваи по грунту; γ_k — коэффициент надежности (если несущая способность определена расчетом или по результатам динамических испытаний без учета упругих деформаций грунта, $\gamma_k = 1,4$; если несущая способность найдена по результатам полевых испытаний грунтов эталонной сваей или

свай зондом и статического зондирования, а также по результатам динамических испытаний с учетом упругих деформаций грунта, $\gamma_k = 1,25$; если несущая способность свай определена по результатам полевых испытаний статической нагрузкой, $\gamma_k = 1,2$).

Определение несущей способности по грунту свай-стоек. В связи с тем что грунт под нижним концом свай-стойки значительно прочнее, чем грунт, который окружает ее боковую поверхность, несущая способность будет зависеть только от прочности грунта под нижним концом свай, которую определяют из выражения

$$F_d = \gamma_c R A, \quad (10.3)$$

где $\gamma_c = 1$ — коэффициент условий работы; R — расчетное сопротивление грунта под нижним концом свай. Для всех забивных свай, опирающихся на скальные и крупнообломочные грунты с песчаным заполнителем, а также в случае опирания на пылевато-глинистые грунты твердой консистенции $R = 20$ МПа. Для набивных свай и свай-оболочек, заполняемых бетоном, заделанных в неветрелый скальный грунт без слабых прослоек не менее чем на 0,5 м:

$$R = R_{сн} / \gamma_g (l_d / d_f + 1,5), \quad (10.4)$$

где $R_{сн}$ — значение нормативного сопротивления скальной породы сжатию в водонасыщенном состоянии; $\gamma_g = 1,4$ — коэффициент надежности по грунту; l_d — расчетная глубина заделки свай в грунт; d_f — наружный диаметр свай; A — площадь опирания свай на грунт, принимаемая для свай со сплошным сечением, равной площади поперечного сечения; для полых свай при заполненной полости, равной площади поперечного сечения «брутто», в противном случае — «нетто».

При опирании свай на неветрелый грунт без заделки в него расчетное сопротивление определяют по формуле

$$R = R_{сн} / \gamma_g. \quad (10.5)$$

При наличии в основании свай-стоек сильноветрелых, выветрелых и размягчаемых грунтов нормативное сопротивление назначают по результатам статических испытаний образцов грунта штампами или испытаниям свай статической нагрузкой.

Таблица 10.1. Коэффициенты условий работы грунта

Способы погружения свай и виды грунтов	$\gamma_{сR}$ под нижним концом свай	$\gamma_{сf}$ на боковой поверхности свай
1. Погружение забивкой сплошных и полых с закрытым нижним концом свай механическими, паровоздушными и дизельными молотами	1,0	1,0
2. Погружение забивкой в предварительно пробуренные лидерные скважины с заглублением на 1 м ниже забоя скважины при ее диаметре:		

Способы погружения свай и виды грунтов	γ_{cR} ПОД НИЖНИМ КОНЦОМ СВАИ	γ_{cf} НА БОКОВОЙ ПОВЕРХНОСТИ СВАИ
а) равном стороне квадратной свай	1,0	0,5
б) на 5 см меньшем стороны квадратной свай	1,0	0,6
в) на 15 см меньшем стороны квадратной свай или диаметра круглой свай	1,0	1,0
3. Погружение с подмывом в песчаные грунты при последующей добивке на последнем метре погружения	1,0	0,9
4. Вибропогружение и виброудавливание в грунты:		
а) песчаные средней плотности: пески крупные и средней крупности	1,2	1,0
пески мелкие	1,1	1,0
пески пылеватые	1,0	1,0
б) пылевато-глинистые с показателем текучести $I_L=0,5$:		
супеси	0,9	0,9
суглинки	0,8	0,9
глины	0,7	0,9
в) пылевато-глинистые с показателем текучести $I_L \leq 0$	1,0	1,0
5. Погружение молотами любой конструкции полых свай с открытым нижним концом:		
а) при диаметре полости 40 см и менее	1,0	1,0
б) при диаметре полости 40 см и более	0,7	1,0
6. Погружение любым способом полых круглых свай с закрытым нижним концом с устройством камуфлетного уширения на глубине 10 м и более в песчаных грунтах средней плотности и в глинистых грунтах при показателе текучести $I_L \leq 0,5$ и диаметре уширения:		
а) 1,0 м независимо от указанных видов грунтов	0,9	1,0
б) 1,5 м в песках и супесях	0,8	1,0
в) 1,5 м в суглинках и глинах	0,7	1,0

Примечание. Коэффициенты γ_{cR} и γ_{cf} по поз. 4 для пылевато-глинистых грунтов с показателем текучести $0 < I_L < 0,5$ определяют интерполяцией.

Определение несущей способности по грунту свай трения. Несущая способность свай трения по грунту зависит от его сопротивления погружению свай, которое развивается как под нижним концом свай, так и по ее боковой поверхности.

Достаточно широкое распространение получили следующие методы определения несущей способности: практический, основывающийся на табличных данных СНиПа, динамический, статического зондирования и испытания свай статической нагрузкой.

В практическом методе несущая способность свай трения зависит от двух слагаемых, представляющих собой сопротивление грунта под нижним концом и боковой поверхности свай, и определяется из выражения

$$F_d = \gamma_c \left(\gamma_{cR} R A + u \sum_{i=1}^n \gamma_{cf} f_i h_i \right), \quad (10.6)$$

где $\gamma_c = 1$ — коэффициент условий работы свай; γ_{cR} и γ_{cf} — соответственно коэффициенты условий работы грунта под нижним концом

и по боковой поверхности свай, принимаемые по данным табл. 10.1 в зависимости от способа погружения и грунтовых условий на строительной площадке; R — расчетное сопротивление грунта под нижним концом свай, определяемое по табл. 10.2; A — площадь поперечного сечения свай или площадь камуфлетного уширения, определяемая по наибольшему диаметру; u — наружный периметр свай; f_i — расчетное сопротивление грунта i -го слоя по боковой поверхности свай (табл. 10.3); h_i — мощность i -го слоя грунта, прорезываемого свайей.

Таблица 10.2. Расчетные сопротивления R

Глубина погружения свай, м	R под нижним концом забивных свай и свай оболочек, не заполняемых бетоном, МПа						
	песчаных грунтов средней плотности						
	гравелистых	крупных	—	средней крупности	мелких	пылеватых	—
	пылевато-глинистых грунтов при показателе текучести J_L , равном						
	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6
3	7,5	$\frac{6,6}{4}$	3	$\frac{3,1}{2}$	$\frac{2}{1,2}$	1,1	0,6
4	8,3	$\frac{6,8}{5,1}$	3,8	$\frac{3,2}{2,5}$	$\frac{2,1}{1,6}$	1,25	0,7
5	8,8	$\frac{7}{6,2}$	4	$\frac{3,4}{2,8}$	$\frac{2,2}{2}$	1,3	0,8
7	9,7	$\frac{7,3}{6,9}$	4,3	$\frac{3,7}{3,3}$	$\frac{2,4}{2,2}$	1,4	0,85
10	10,5	$\frac{7,7}{7,3}$	5	$\frac{4}{3,5}$	$\frac{2,6}{2,4}$	1,5	0,9
15	11,7	$\frac{8,2}{7,5}$	5,6	$\frac{4,4}{4}$	$\frac{2,9}{2,9}$	1,65	1,0
20	12,6	8,5	6,2	$\frac{4,8}{4,5}$	3,2	1,8	1,1
25	13,4	9	6,8	5,2	3,5	1,95	1,2
30	14,2	9,5	7,4	5,6	3,8	2,1	1,3
35	15	10	8	6	4,1	2,25	1,4

Примечание. Над чертой даны значения R для песков, под чертой — для пылевато-глинистых грунтов.

Формулу (10.6) допускается применять для забивных свай, имеющих квадратное, квадратное с круглой полостью, прямоугольное и полое круглое сечение диаметром до 0,8 м.

Несущую способность набивных свай, в том числе с уширенной пятой, свай-оболочек и свай-столбов также находят по формуле (10.6). Различие заключается в значениях коэффициентов условий работы и расчетного сопротивления грунта под нижним концом сваи. В частности, при опирании на лёссовые и лёссовидные грунты $\gamma_c = 0,8$, в остальных случаях $\gamma_c = 1,0$. При использовании свай, имеющих камуфлетное уширение, $\gamma_{cR} = 1,3$, а при бетонировании свай подводным способом $\gamma_{cR} = 0,9$. Расчетное сопротивление грунта основания R для свай, формируемых в глинистых грунтах, принимают по табличным данным СНиПа, а для песчаных грунтов R определяют по формулам, исходя из условий предельного равновесия массива грунта под свайей. Коэффициент условий работы γ_{ef} находят по таблицам норм в зависимости от способа изготовления свай и типа грунтов строительной площадки. Значение f определяют по табл. 10.3.

Таблица 10.3. Расчетное сопротивление f

Средняя глубина расположения слоя, м	Значения f по боковой поверхности свай и свай оболочек, МПа								
	песчаных грунтов средней плотности								
	крупных и средней крупности	мелких	пылеватых	—	—	—	—	—	—
	пылевато-глинистых грунтов при показателе текучести J_L , равном								
	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
1	0,035	0,023	0,015	0,012	0,008	0,004	0,004	0,003	0,002
2	0,042	0,03	0,021	0,017	0,012	0,007	0,005	0,004	0,004
3	0,048	0,35	0,025	0,02	0,014	0,008	0,007	0,006	0,005
4	0,053	0,038	0,027	0,022	0,016	0,009	0,008	0,007	0,005
5	0,056	0,04	0,029	0,024	0,017	0,01	0,008	0,007	0,006
6	0,058	0,042	0,031	0,025	0,018	0,01	0,008	0,007	0,006
8	0,062	0,044	0,033	0,026	0,019	0,01	0,008	0,007	0,006
10	0,065	0,046	0,034	0,027	0,019	0,01	0,008	0,007	0,006
15	0,072	0,051	0,038	0,028	0,02	0,011	0,008	0,007	0,006
20	0,079	0,056	0,041	0,03	0,02	0,012	0,008	0,007	0,006
25	0,086	0,061	0,044	0,032	0,02	0,012	0,008	0,007	0,006
30	0,093	0,066	0,047	0,034	0,021	0,012	0,009	0,008	0,007
35	0,1	0,07	0,05	0,036	0,022	0,013	0,009	0,008	0,007

Примечания: 1. При определении f пласты грунтов следует разделять на однородные слои толщиной не более 2 м. 2. Расчетное сопротивление плотных песчаных грунтов по боковой поверхности свай и свай-оболочек f следует увеличивать на 30% по сравнению со значениями, приведенными в таблице.

При использовании данных табл. 10.2 и 10.3 глубину погружения нижнего конца свай и среднюю глубину расположения слоя грунта при планировке срезкой, подсышкой или намывом до 3 м следует принимать от уровня природного рельефа, а при срезке, подсышке

и намыве от 3 до 10 м от условной отметки, расположенной соответственно на 3 м выше уровня срезки или на 3 м ниже уровня подсыпки. При промежуточных глубинах погружения и показателе текучести значения R и f определяют интерполяцией. Для плотных песчаных грунтов, степень плотности которых определяли по результатам статического зондирования, значение R в табл. 10.2 следует увеличить на 100%. При отсутствии данных статического зондирования для этого типа грунтов значение R увеличивают на 60%, но не более чем до 20 МПа.

Следует заметить, что использование данных табл. 10.1...10.3 для определения несущей способности свай нельзя считать достаточно точными, так как 20%-ная ошибка при определении показателя текучести влечет за собой изменение несущей способности в 1,5 раза и более.

Формулу (10.6) допускается применять для забивных свай, работающих на сжимающую осевую нагрузку и имеющих квадратное, квадратное с круглой полостью и полное круглое сечение диаметром до 0,8 м. Для забивных булавовидных свай на участке ствола периметр u принимают равным периметру ствола, а на участке уширения — периметру поперечного сечения уширения.

Несущую способность пирамидальных, ромбовидных и трапецидальных свай, погружаемых в песчаные и глинистые грунты, необходимо определять с учетом дополнительного сопротивления грунта, образующегося по их боковой поверхности и определяемого в зависимости от модуля деформаций грунта, получаемого по результатам компрессионных испытаний грунтов. Несущая способность в данном случае:

$$F_d = \gamma_c \left[RA + \sum_{i=1}^n h_i (u_i f_i + u_{0i} i_p E_i k_i \xi_i) \right], \quad (10.7)$$

где γ_c , R , A , h_i , f_i — то же, что и в формуле (10.6); u_i — наружный периметр i -го сечения свай; u_{0i} — сумма размеров сторон i -го поперечного сечения, имеющего наклон к оси свай; i_p — уклон боковой поверхности свай в долях единицы, вычисляемый как отношение полуразности сторон поперечных сечений в верхнем и нижнем ее концах к длине участка с наклоном граней; при $i_c \geq 0,025$ следует принять $i_c = 0,025$; E_i — модуль деформаций i -го слоя грунта, прорезываемого свайей, определяемый по результатам компрессионных испытаний; k_i — коэффициент (для песков и супесей $k_i = 0,5$; для суглинков — 0,6; для глин при $I_p = 0,8$, $k_i = 0,7$, при $I_p = 0,25$, $k_i = 0,9$); $\xi_i = 0,8$ — реологический коэффициент.

При ромбовидных сваях боковое сопротивление грунта на участках с обратным наклоном не учитывается.

Несущую способность забивной козловой свай (рис. 9.5, з) по грунту определяют по формуле

$$F_d = \gamma_c \left(RA + u \sum_{i=1}^n f_i h_i + d_n \sum_{i=1}^n f_{0i} h_i \right),$$

где $\gamma_c = 1$ — коэффициент условий работы; R, A, f_i, h_i — то же, что и в формуле (10.6); d_n — размер нижней стороны сечения наклонной сваи; f_{0i} — дополнительное сопротивление от отпора грунта на боковой поверхности нижней наклонной грани сваи, расположенной в пределах верхнего ее участка длиной 2,0 м, определяемого по табличным данным Руководства по проектированию свайных фундаментов в зависимости от показателя текучести грунта и глубины погружения.

Для получения более достоверных данных по сравнению с практическим методом несущую способность свай определяют по результатам полевых испытаний динамической или статической нагрузкой, а также статического зондирования грунта.

Несущую способность сваи по результатам динамических испытаний и испытаний вдавливающими, выдергивающими и горизонтальными статическими нагрузками определяют из выражения

$$F_d = \gamma_c F_{un} / \gamma_g, \quad (10.8)$$

где γ_c — коэффициент условий работы (при действии вдавливающих и горизонтальных нагрузок $\gamma_c = 1,0$, при действии выдергивающих нагрузок, если глубина погружения сваи составляет 4 м и более, $\gamma_c = 0,8$, если глубина погружения менее 4 м, $\gamma_c = 0,6$); F_{un} — нормативное значение предельного сопротивления сваи; γ_g — коэффициент надежности по грунту (если число испытываемых свай составляет менее 6 шт., $\gamma_g = 1$; если число испытываемых свай больше указанного количества, то значение γ_g устанавливают в результате статической обработки частных значений предельных сопротивлений F_{un} , полученных по данным испытаний, при значении вероятной вероятности $\alpha = 0,95$).

Динамический метод определения несущей способности свай основывается на существующей зависимости между величиной их погружения и энергией удара молота или расчетной энергией вибропогружателя.

Получение расчетной зависимости для определения несущей способности свай основывается на предположении о равенстве работы, совершаемой при ударе молота, величине работы, затрачиваемой на погружение сваи, на упругие деформации системы, состоящей из молота, сваи и грунта, а также потерям работы на разрушение головы сваи и превращение механической энергии в тепловую.

Предельное сопротивление сваи в динамическом методе определяют по формуле

$$F_u = \frac{\eta AM}{2} \left(\sqrt{1 + \frac{4E_d m_1 + c^2(m_2 + m_3)}{\eta A s_a m_1 + m_2 + m_3}} - 1 \right), \quad (10.9)$$

где η — коэффициент (для железобетонных свай с наголовником $\eta = 1,5$ МПа, для деревянных свай соответственно без подбавка — 1,0 МПа, с подбавком — 0,8 МПа); A — площадь поперечного сечения свай; M — коэффициент (при забивке молотами ударного действия $M = 1$; при вибропогружении: в гравийные грунты с песчаным заполнителем — 1,3; в пески средней крупности и крупные средней плотности и твердые супеси — 1,2; в пески мелкие средней плотности — 1,1; в пески пылеватые средней плотности — 1,0; в супеси пластичные, суглинки и глины твердые — 0,9; в суглинки и глины полутвердые — 0,8; в суглинки и глины тугопластичные — 0,7); E_d — расчетная энергия удара молота, кДж (для подвесного молота одиночного действия $E_d = 10 GH$, трубчатого — 0,9 GH , штангового — 0,4 GH , где G — вес падающих частей молота, H — высота падения) или эквивалентная расчетная энергия удара вибропогружателя (при возмущающей силе 100 кН — 45 кДж, при 200 — 90, при 300 — 130, при 400 — 175, при 500 — 220, при 600 — 265, при 700 — 310 и при 800 кН — 350 кДж); s_a — действительный отказ; m_1 — полная масса молота; ε — коэффициент восстановления удара (при забивке свай $\varepsilon^2 = 0,2$, при вибропогружении — 0); m_2 — масса свай и наголовника; m_3 — масса подбавка.

Следует заметить, что применение формулы (10.9) допускается при $s_a \geq 0,2$ см. Если $s_a < 0,2$ см, то в проекте свайного фундамента следует предусмотреть молот с большей энергией удара, а в случае невозможности выполнения указанного мероприятия и при наличии отказомеров, позволяющих замерять упругий и остаточный отказы, предельное сопротивление свай определяют по формуле

$$F_u = \frac{1}{2\theta} \frac{2s_a + s_{el}}{s_a + s_{el}} \left(\sqrt{1 + \frac{8E_d(s_a + s_{el})}{(2s_a + s_{el})^2} \frac{m_4}{m_4 + m_2} \theta - 1} \right), \quad (10.10)$$

где s_{el} — упругий отказ, определяемый с помощью отказомера; θ — коэффициент, вычисляемый по формуле

$$\theta = \frac{1}{4} \left(\frac{n_p}{A} + \frac{n_f}{A_f} \right) \frac{m_4}{m_1 + m_2} \sqrt{2g(H-h)}, \quad (10.11)$$

здесь n_p и n_f — коэффициенты перехода от динамического (включающего вязкое сопротивление грунта) к статическому сопротивлению (для грунта под нижним концом свай $n_p = 0,00025$ см/кН, по боковой поверхности свай $n_f = 0,025$ см/кН); A_f — площадь боковой поверхности, находящейся в контакте с грунтом; m_4 — масса ударной части молота; H — высота падения ударной части молота; h — высота первого отскока ударной части (для дизель-молотов $h = 0,5$ м, для прочих — 0); g — ускорение свободного падения. Остальные обозначения те же, что и в формуле (10.9).

Метод испытания свай статической нагрузкой заключается в

приложении к свае заданных размеров статической нагрузки с замером осадок и построением графиков зависимости «осадка — нагрузка». Нагрузка прикладывается к свае, погруженной в грунт, рекомендованным в проекте способом с помощью гидравлического домкрата 1 (рис. 10.1, а), располагаемого между сваей и упорной балкой 2, закрепленной с помощью анкерных свай 3. В некоторых случаях для статического нагружения используют платформы с тарированным грузом.

В общем случае указанная зависимость представляет собой плавную кривую 5 (рис. 10.1, б), состоящую из трех участков. На первом происходят в основном упругие деформации, на втором силы трения существенно возрастают и грунт начинает терять устойчивость. На третьем участке наступает предельное состояние: происходит «срыв» сил трения по боковой поверхности — свая задавливается в грунт, при этом график зависимости $s=f(N)$ обращается в вертикальную линию.

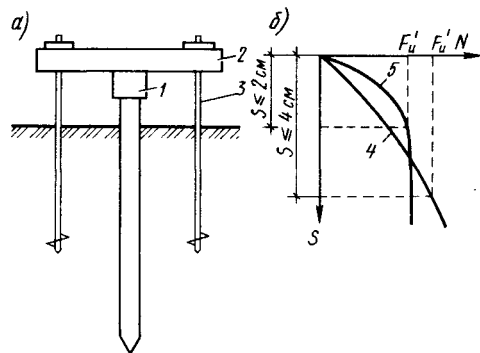


Рис. 10.1. Испытание свай статической нагрузкой:

а — схема испытания; б — график зависимости осадки свая от нагрузки

Если график имеет резкий перелом (кривая 5 на рис. 10.1, б), то нагрузку, соответствующую перелому на графике, принимают за предельное сопротивление F_u при условии, что в точке перелома осадка $s \leq 2$ см. В плотных грунтах зависимость осадки от давления более плавная и характеризуется отсутствием ярко выраженного перелома (кривая 4 на рис. 10.1), в этом случае за предельное сопротивление принимают нагрузку, под воздействием которой свая получит осадку:

$$s = \xi s_{umt}, \quad (10.12)$$

где $\xi = 0,2$ — коэффициент перехода от предельной осадки свайного фундамента сооружения к осадке отдельной сваи; s_{umt} — предельно допустимое значение осадки проектируемого здания или сооружения, установленное строительными нормами.

Если осадка, вычисленная по формуле (10.12), оказывается более 4 см, то за F_u следует принимать нагрузку, соответствующую осадке 4 см.

При количестве испытаний менее шести в формуле (10.8) принимают $F_{u, n} = F_{u, min}$, т. е. нормативное значение считают равным наименьшему предельному сопротивлению свай, при шести испытани-

ях и более $F_{\text{н}}$ и γ_g принимают на основании статической обработки частных значений F_u в соответствии с требованиями действующего ГОСТа.

Метод статического зондирования позволяет определять несущую способность свай в результате оценки сопротивления грунта как под нижним концом сваи, так и по ее боковой поверхности.

Несущую способность сваи по результатам статического зондирования определяют по формуле

$$F_d = \frac{\gamma_c}{n\gamma_g} \sum_{i=1}^n F_{ui} \quad (10.13)$$

где γ_c — коэффициент условий работы (для забивных свай $\gamma_c = 1$); n — количество точек зондирования; γ_g — коэффициент надежности по грунту, устанавливаемый на основании статической обработки частных значений F_u в соответствии с требованиями ГОСТа; F_u — частное значение предельного сопротивления сваи в точке зондирования.

Частное значение предельного сопротивления сваи в месте зондирования находят из выражения

$$F_u = R_s A + f h u, \quad (10.14)$$

где R_s — сопротивление грунта под нижним концом сваи, определяемое по данным зондирования в рассматриваемой точке; A — площадь поперечного сечения забивной сваи; f — сопротивление грунта по боковой поверхности сваи по данным зондирования в данной точке; h — глубина погружения сваи от поверхности грунта около нее; u — периметр поперечного сечения ствола сваи.

Сопротивление грунта под нижним концом сваи в методе статического зондирования находят по формуле

$$R_s = \beta_1 q_n, \quad (10.15)$$

где β_1 — переходной коэффициент принимают по таблицам; q_n — среднее значение сопротивления грунта под наконечником зонда, полученное по опытным данным на участке, расположенном в пределах одного диаметра d выше и четырех диаметров ниже отметки острия проектируемой сваи; при использовании квадратных или прямоугольных свай вместо d принимают сторону квадратного или большую сторону прямоугольного сечения сваи.

Сопротивление грунта по боковой поверхности сваи по результатам статического зондирования грунта определяют по формулам: при использовании зондов I типа

$$f = \beta_2 f_n, \quad (10.16)$$

при использовании зондов II и III типов

$$f = \frac{1}{n} \sum \beta_i f_{si} h_i \quad (10.17)$$

где β_2 и β_1 — коэффициенты, принимаемые по табличным данным; f_s — среднее удельное сопротивление грунта по боковой поверхности зонда, вычисляемое как частное от деления общего измеренного сопротивления по боковой поверхности зонда на площадь его боковой поверхности в пределах предполагаемой глубины погружения сваи; f_{si} — среднее удельное сопротивление i -го слоя грунта по боковой поверхности зонда; h_i — мощность i -го слоя грунта; h — то же, что и в формуле (10.14).

Учет отрицательного трения грунта на боковой поверхности свай. Если в пределах длины погружаемой сваи находится слой слабого сильносжимаемого грунта (рис. 10.2), то в случае загрузки поверхности грунта некоторой нагрузкой q верхний слой, залегающий над слоем слабого грунта, будет испытывать осадку большую, чем осадка сваи, перемещаясь относительно сваи вниз. При этом трение, образующееся между боковой поверхностью сваи и грунтом верхнего слоя, будет направлено не вверх, а вниз (рис. 10.2) и будет дополнительно пригружать сваю. Такое трение, имеющее противоположное направление, называют *негативным* или *отрицательным*.

Отрицательное трение может образовываться в следующих случаях: при планировке территории подсыпкой, если сильносжимаемые грунты залегают на поверхности; загрузкой поверхности грунта значительной полезной нагрузкой; искусственного или естественного водопонижения, вызывающего увеличение собственного веса грунта, а также незавершенной консолидации грунтового основания, виброуплотнения грунтов при движении транспорта и работе промышленного оборудования и, наконец, при возведении рядом со свайными фундаментами фундаментов мелкого заложения.

Если в пределах погруженной части сваи залегают напластования торфа толщиной более 30 см, то при планировании подсыпки или иной нагрузке, ей эквивалентной, расчетное сопротивление грунтов по боковой поверхности свай, расположенных выше наинизшего слоя торфа, принимают: при высоте подсыпки менее 2 м, для грунтовой подсыпки и слоев торфа — равным нулю, а для минеральных ненасыщенных грунтов — положительным значениям по табл. 10.3; при высоте подсыпки от 2 до 5 м для грунтов, включая подсыпку, равным 0,4 от значений, указанных в табл. 10.3, взятых

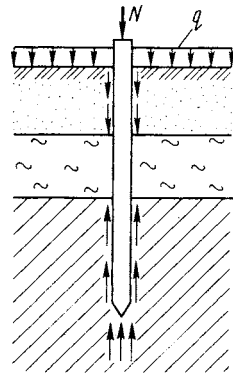


Рис. 10.2. Расчетная схема к учету отрицательного трения по боковой поверхности свай

со знаком минус, для торфа — минус 0,005 МПа; при высоте подсыпки более 5 м, для минеральных грунтов, включая подсыпку, равным значениям табл. 10.3 со знаком минус, для торфа — минус 0,005 МПа.

В случае если консолидация грунтов от подсыпки или пригрузки завершилась до начала возведения надземной части здания или если осадка поверхности грунта, окружающего сваи, после указанного периода не будет превышать половины предельно допустимой осадки сооружения, то сопротивление грунта по боковой поверхности свай допускается определять без учета отрицательного трения вне зависимости от наличия или отсутствия прослоек торфа, причем для последних значение f следует принять равным 0,005 МПа.

Для одиночных свай условие расчета по первой группе предельных состояний с учетом отрицательного трения принимается в следующем виде:

$$N \leq F_d / \gamma_k - F_0, \quad (10.18)$$

где F_d и γ_k — то же, что и в формуле (10.2); F_0 — расчетное значение силы отрицательного трения, определяемое по результатам полевых испытаний или по формуле

$$F_0 = \gamma_{cf} \cdot u \sum_{i=1}^n \gamma_{if} \gamma_{neg} f_i h_i, \quad (10.19)$$

где γ_{cf} — коэффициент условий работы (для песчаных грунтов $\gamma_{cf} = 1,1$, глинистых — 1,0); u — периметр поперечного сечения свай; γ_{neg} — коэффициент условий работы при отрицательном трении, зависящий от величины перемещения; f_i — расчетное сопротивление i -го слоя оседающего грунта по боковой поверхности свай; h_i — толщина i -го слоя грунта, соприкасающегося с боковой поверхностью свай и расположенного в пределах части длины свай от уровня планирования до подошвы наиниžшего слоя слабого грунта.

При расчете свайных фундаментов из нескольких свай, при действии сил отрицательного трения их значение определяют для всего куста свай в целом:

$$F_{0k} = U \sum_{i=1}^n \gamma_{neg} h_i f_{0i}, \quad (10.20)$$

где U — периметр куста, определяемый по наружным граням свай, находящихся в крайних рядах; $\gamma_{neg} h_i f_{0i}$ — то же, что и в формуле (10.19).

Сваи, воспринимающие выдергивающие нагрузки. Если на свайный фундамент передаются значительные моменты, то крайние сваи в таком фундаменте в некоторых случаях работают на выдергивание. Анкерные устройства, включая и анкерные сваи, также работают на этот вид нагрузки. Вертикальному перемещению свай при выдергивании в основном препятствуют силы трения по боко-

вой поверхности, поэтому несущую способность в данном случае следует определять из выражения

$$F_{du} = \gamma_c u \sum_{i=1}^n \gamma_{ef} f_i h_i + \gamma_t G_c, \quad (10.21)$$

где γ_c — коэффициент условий работы (для свай, погружаемых на глубину менее 4 м, $\gamma_c = 0,6$, на глубину более 4 м — 0,8); u , γ_{ef} , f_i , h_i — обозначения те же, что и в формуле (10.6); $\gamma_t = 0,9$ — коэффициент надежности по нагрузке; G_c — вес свай.

10.2. Расчет свай на совместные действия вертикальных и горизонтальных нагрузок и моментов

Расчет свай на совместное действие вертикальных и горизонтальных нагрузок и моментов (рис. 10.3) должен выполняться в такой последовательности.

1. Расчет свай по деформации, заключающийся в проверке условия допустимости расчетных величин горизонтального перемещения головы свай u_p и угла их поворота ψ_p :

$$u_p \leq u_u; \quad \psi_p \leq \psi_u, \quad (10.22)$$

где u_u и ψ_u — предельно допустимые величины соответственно горизонтального перемещения и угла поворота головы свай, устанавливаемые в задании на проектирование здания.

2. Расчет устойчивости грунта основания, окружающего сваю.

3. Проверка сечения свай по сопротивлению материала по первой и второй группам предельных состояний в соответствии с главами СНиПа по проектированию бетонных и железобетонных или деревянных конструкций.

Грунт основания при расчете свай на горизонтальную нагрузку разрешается рассматривать как упругую линейно деформируемую среду*, обладающую коэффициентом постели:

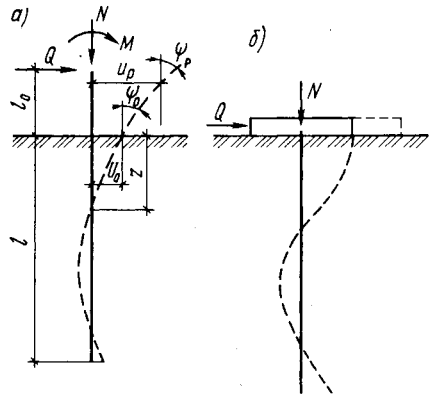


Рис. 10.3. Расчетная схема при действии на сваю вертикальной и горизонтальной составляющих нагрузок и изгибающего момента (показаны положительные направления перемещений и усилий) при свободном (а) и жестком (б) закреплении свай в ростверке

*При многорядном расположении свай нормы рекомендуют учитывать зону предельного равновесия (пластическую зону) верхней части грунта, окружающего сваю.

$$c_z = Kz/\gamma_e \quad (10.23)$$

где K — коэффициент пропорциональности, принимаемый по табличным данным СНиПа в зависимости от вида грунта, окружающего сваю, и способа погружения или изготовления свай; z — глубина расположения свай в грунте, для которой определяется коэффициент постели при высоком ростверке относительно поверхности грунта, при низком — относительно его подошвы.

Расчеты необходимо выполнять применительно к приведенной глубине расположения сечения \bar{z} и приведенной глубине погружения свай в грунт \bar{l} по формулам

$$\bar{z} = \alpha_e z; \quad \bar{l} = \alpha_e l, \quad (10.24)$$

где z и l — соответственно действительная глубина расположения сечения свай в грунте и действительная глубина ее погружения, отсчитываемая при высоком ростверке от поверхности грунта, при низком — от ее подошвы; α_e — коэффициент деформации

$$\alpha_e = \sqrt[5]{Kb_p/(\gamma_e E_1 J)}, \quad (10.25)$$

здесь K — то же, что и в формуле (10.23); b_p — условная ширина свай (для свай-оболочек, свай-столбов и набивных, имеющих диаметр ствола 0,8 м и более, $b_p = d + 1$ м, а для остальных видов свай — $1,5d + 0,5$ м; d — наружный диаметр свай или сторона квадратного или прямоугольного сечения свай в плоскости, перпендикулярной действию нагрузки); E_1 — начальный модуль упругости материала свай; J — момент инерции поперечного сечения свай.

Расчетные значения горизонтального смещения свай в уровне подошвы ростверка и угол ее поворота в условиях (10.22) определяют по формулам:

$$u_p = u_0 + \psi_0 l_0 + Q l_0^3 / (3E_1 J) + M_0 l_0^2 / (2E_1 J), \quad (10.26)$$

$$\psi_p = \psi_0 + Q l_0^2 / 2E_1 J + M l_0 / E_1 J, \quad (10.27)$$

где Q и M — расчетные значения поперечной силы и момента, действующего со стороны ростверка на голову свай (см. рис. 10.3); l_0 — длина участка свай, равная расстоянию от поверхности грунта до подошвы ростверка; E_1 и J — то же, что и в формуле (10.25); u_0 и ψ_0 — горизонтальное смещение и угол поворота поперечного сечения свай: при высоком ростверке — в уровне поверхности грунта, при низком — в уровне его подошвы.

Горизонтальное перемещение u_0 и угол поворота ψ_0 определяют из выражений:

$$u_0 = Q_0 \delta_{нн} + M_0 \delta_{нм}, \quad (10.28)$$

$$\psi_0 = Q_0 \delta_{мн} + M_0 \delta_{мм}, \quad (10.29)$$

где Q_0 и M_0 — расчетные значения поперечной силы и изгибающего

момента в рассматриваемом сечении сваи, принимаемые равными $Q_0 = Q$ и $M_0 = M + Ql_0$, здесь Q , M и l_0 — то же, что и в формулах (10.26) и (10.27); $\delta_{\text{гн}}$ — горизонтальное смещение сечения от действия силы $Q_0 = 1,0$ (рис. 10.4, а); $\delta_{\text{гм}}$ — горизонтальное смещение от момента $M_0 = 1,0$ (рис. 10.4, б); $\delta_{\text{гн}}$ и $\delta_{\text{гм}}$ — соответственно углы поворота сечения от силы $Q_0 = 1,0$ и момента $M_0 = 1,0$ (рис. 10.4, а, б).

Перемещения $\delta_{\text{гн}}$, $\delta_{\text{гм}}$, $\delta_{\text{гм}}$ и $\delta_{\text{гм}}$ находят по формулам:

$$\delta_{\text{гн}} = \frac{1}{\alpha_e^2 E_1 J} A_0; \delta_{\text{гм}} = \delta_{\text{гм}} = \frac{1}{\alpha_e^2 E_1 J} B_0; \delta_{\text{гм}} = \frac{1}{\alpha_e E_1 J} C_0, \quad (10.30)$$

где α_e , E_1 и J — то же, что и в формуле (10.25); A_0 , B_0 и C_0 — безразмерные коэффициенты, определяемые по табличным данным СНиПа в зависимости от приведенной глубины заложения свай в грунте, вычисляемой по формуле (10.24), и условий опирания свай на грунт основания.

При выполнении условий (10.22) необходимо обеспечить несущую способность грунта основания, окружающего сваю. Расчет устойчивости основания, окружающего сваю, осуществляется из условия ограничения расчетного напряжения, передаваемого на грунт боковой поверхности свай:

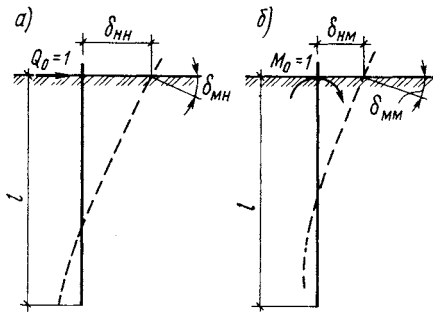


Рис. 10.4. Схема перемещений свай в грунте:

а — при горизонтальной силе $Q_0 = 1$, действующей в уровне поверхности грунта; б — при действии момента $M_0 = 1$

$$\sigma_z \leq \eta_1 \eta_2 \frac{4}{\cos \varphi_1} (\gamma_1 z \operatorname{tg} \varphi_1 + \zeta_1 c_1), \quad (10.31)$$

где σ_z — расчетное напряжение, образующееся в грунте основания, по боковой поверхности свай, отсчитываемое при высоком ростверке от поверхности грунта, при низком — от его подошвы, при $\bar{l} \leq 2,5$ — на двух глубинах, соответствующих $z = l/3$ и $z = 1$, при $\bar{l} > 2,5$ — на глубине $z = 0,85/\alpha_e$; γ_1 — расчетный удельный вес грунта ненарушенной структуры; φ_1 и c_1 — расчетные значения угла внутреннего трения и сцепления грунта; ζ_1 — коэффициент (для забивных свай и свай оболочек $\zeta_1 = 0,6$, для остальных видов свай — $0,3$); $\eta_1 = 1,0$ — коэффициент (для фундаментов распорных сооружений $\eta_1 = 0,7$); η_2 — коэффициент, учитывающий долю постоянной нагрузки в суммарной

$$\eta_2 = (M_c + M_f) / (\bar{n} M_c + M_f), \quad (10.32)$$

здесь M_c — момент от внешних постоянных нагрузок в уровне плоскости нижнего конца свай; M_f — то же, от временных нагрузок; $\bar{n}=2,5$ — коэффициент (при расчете особо ответственных сооружений при $\bar{l} \leq 2,5$ $n=4$, для расчета фундаментов с однорядным расположением свай также принимают $n=4$ независимо от глубины \bar{l}).

Расчетное напряжение по боковой поверхности свай σ_z , а также расчетный изгибающий момент M_z , поперечную Q_z и продольную N_z силы, действующие на глубине z , находят из выражений:

$$\alpha_z = \frac{K}{\alpha_e} \bar{z} \left(u_0 A_1 - \frac{\psi_0}{\alpha_e} B_1 + \frac{M_0}{\alpha_e^2 E_1 I} C_1 + \frac{Q_0}{\alpha_e^3 E_1 I} D_1 \right);$$

$$M_z = \alpha_e^2 E_1 I u_0 A_3 - \alpha_e E_1 I \psi_0 B_3 + M_0 C_3 + \frac{Q_0}{\alpha_e} D_3; \quad (10.33)$$

$$Q_z = \alpha_e^3 E_1 I u_0 A_4 - \alpha_e^2 E_1 I \psi_0 B_4 + \alpha_e M_0 C_4 + Q_0 D_4;$$

$$N_z = N,$$

A_i, B_i, C_i и D_i — безразмерные коэффициенты, принимаемые по табличным данным СНиПа в зависимости от относительной глубины расположения рассматриваемого сечения z . Остальные обозначения те же, что и в предыдущих формулах.

При жестком соединении свай с ростверком (см. рис. 10.3, б) голова свай не имеет возможности испытывать поворот, поэтому в данном случае необходимо учитывать расчетный реактивный момент, образующийся в жесткой заделке, с помощью формулы

$$M_f = - \frac{\delta_{\text{мм}} + l_0 \delta_{\text{мм}} + l_0^2 / 2 E_1 I}{\delta_{\text{мм}} + l_0 / E_1 I}. \quad (10.34)$$

Знак минус в формуле (10.34) означает, что при положительном значении Q на голову свай со стороны заделки передается момент с отрицательным знаком, т. е. он направлен против часовой стрелки.

10.3. Расчет свайных фундаментов

Общие положения. Расчет свайных фундаментов и их оснований выполняют по двум группам предельных состояний.

По первой группе предельных состояний расчет производят из условия обеспечения несущей способности ростверка, свай и грунта свайных фундаментов. Несущую способность грунта свайного фундамента проверяют по формуле (10.2). Если в фундаменте имеется несколько свай, то учитывают их количество.

По второй группе предельных состояний расчет выполняют только для фундаментов из висячих свай и свай-оболочек по условию (4.6), ограничивающему развитие значительных деформаций. Свайные фундаменты, состоящие из свай-стоек, одиночные висячие свай,

воспринимающие вне кустов вдавливающие или выдергивающие нагрузки, а также свайные кусты, работающие на выдергивающие нагрузки, рассчитывать по деформациям не требуется.

Последовательно суммируясь по высоте всяческой сваи, силы трения вместе с усилием, возникающим под нижним концом сваи, передаются на грунты основания, находящиеся ниже плоскости, проходящей через ее острие. В расчетной схеме принимается, что вокруг сваи образуется напряженный массив грунта, ограниченный по боковой поверхности усеченным конусом или пирамидой в зависимости от формы поперечного сечения сваи, а под нижним концом сваи — выпуклой криволинейной поверхностью (рис. 10.5, а).

Для построения более простого метода расчета в проектной практике считают, что давление, передающееся на грунты оснований, залегающих ниже плоскости острия свай, распределяется равномерно, а площадь эпюры реактивных напряжений принимают в предположении, что силы трения передаются на плоскость, проходящую через нижние концы свай, под углом α_{cp} (рис. 10.5, а). Значение α_{cp} находят из выражения

$$\alpha_{cp} = \frac{\varphi_{\text{Пм}}}{4} = \frac{1}{4} \left(\frac{\varphi_{\text{П1}} l_1 + \varphi_{\text{П2}} l_2 + \dots + \varphi_{\text{Пn}} l_n}{l_1 + l_2 + \dots + l_n} \right), \quad (10.35)$$

где $\varphi_{\text{Пм}}$ — осредненное значение угла внутреннего трения грунтов, прорезываемых сваями; φ_n и φ_i — соответственно угол внутреннего трения и толщина i -го слоя грунта в пределах высоты сваи.

При расположении свай трения в кусте эпюры реактивных давлений в плоскости нижних концов свай пересекаются (рис. 10.5, б) и вследствие большего заглубления грунта происходит большая осадка свайного куста по сравнению с осадкой одиночной сваи. В связи с этим при конструировании свайного фундамента минимальное расстояние между соседними сваями принимают равным $a = 3d$, где d — диаметр круглой или сторона квадратной сваи, для свай-стоек это расстояние принимается равным $1,5d$.

Если деформативность свай в кусте возрастает по сравнению с деформативностью одиночной сваи, что отрицательно сказывается на работе свайного фундамента, то несущая способность свай в кусте будет выше, чем несущая способность одиночной сваи, что оказывает положительное влияние на эксплуатацию свайного

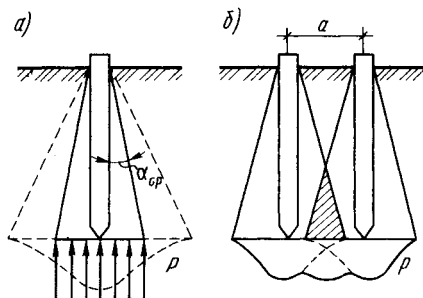


Рис. 10.5. Схемы передачи давления на грунт основания за счет сопротивления грунта по боковой поверхности и под нижним концом сваи

фундамента. Последний факт объясняется увеличением сил трения по боковой поверхности свай, происходящим за счет уплотнения грунта вследствие забивки соседних свай, а также ограничения значительного развития зон пластических деформаций под нижним острием свай вследствие возникновения напряженного состояния от загрузки соседних свай.

Проектирование свайных фундаментов включает в себя решение следующих вопросов: выбор глубины заложения ростверка, типа и конструкции свай; определение несущей способности свай, назначение требуемого количества свай в фундаменте; конструирование фундамента; расчет ростверка; определение усилий, действующих на наиболее нагруженные сваи, и их сравнение с предельно допустимыми по грунту и материалу; расчет деформаций фундаментов и их сравнение с предельно допустимыми.

При проработке этих вопросов, исходя из наиболее экономичного и рационального решения, которое может быть получено на основе вариантного и оптимального проектирования с применением ЭВМ.

Глубину заложения подошвы ростверка назначают в соответствии с конструктивными и эксплуатационными особенностями зданий и сооружений и климатическими условиями района строительства. Как правило, подошву ростверка закладывают на глубине большей, чем глубина подвалов, прямиков и коммуникаций, а также ниже глубины сезонного промерзания в пучинистоопасных грунтах. В некоторых случаях ростверк располагают в пределах зоны пучения, при этом между ростверком и грунтом создают воздушный зазор, исключая тем самым воздействие нормальных сил морозного пучения на подошву ростверка. Однако в данном случае следует учитывать касательные силы морозного пучения, действующие на ростверк и сваи. Для получения наиболее экономичного решения подошву ростверка необходимо располагать как можно выше, сводя к минимуму объем земляных работ.

Тип и конструкцию свай назначают, исходя из особенностей инженерно-геологических данных грунтов основания на строительной площадке, а также применяемого оборудования при устройстве фундаментов. В условиях современного строительства наиболее целесообразное решение удается получить при использовании забивных свай. Однако в некоторых случаях при необходимости применения свай повышенной несущей способности устраивают фундаменты из набивных свай, в том числе и с уширенной пятой.

Требуемое количество свай в фундаменте определяют на основании результатов расчета на центральное или внецентренное действие внешней нагрузки после предварительной оценки несущей способности одиночной сваи.

Определив необходимое количество свай в фундаменте, назначают его конструкцию, размещая сваи рядами или в шахматном порядке, при этом расстояние между сваями принимают равным

(3...6) d , где d — диаметр круглой или сторона квадратной сваи. Разместив сваи, конструируют ростверк, который обычно выполняют из монолитного или сборного железобетона. Ростверк рассчитывают на продавливание сваями и опирающимися конструкциями здания (колоннами, стенками и т. д.) в соответствии с требованиями норм проектирования железобетонных конструкций, а также производят расчет ростверка на изгиб.

Высоту ростверка и его армирование назначают на основании результатов расчета, при этом по конструктивным соображениям его высота должна быть равна $h_0 + 0,25$ м, но не менее 0,3 м (h_0 — высота заделки сваи в ростверке).

Соединение свай с ростверком может быть свободным или жестким. Свободное закрепление сваи применяют, если сваи работают в основном на сжатие, когда же они воспринимают значительные горизонтальные или выдергивающие нагрузки, используют жесткое закрепление головы сваи в ростверке. При свободном соединении сваи заделывают в ростверк на высоту 5...10 см, при жестком — верхняя часть головы сваи разбивается и обжатая арматура замоноличивается в ростверк, при этом целая часть головы сваи заделывается в ростверк также на глубину 5...10 см. Жесткое соединение иногда получают за счет замоноличивания целой головы сваи в ростверк на необходимую глубину.

Расстояние от оси крайнего ряда свай до края ростверка чаще всего принимают равным размеру поперечного сечения сваи. При жестком соединении это расстояние дополнительно уточняется по результатам расчета заделки свай.

По завершении конструирования производят расчет свайного фундамента, в частности уточняют усилия, действующие на сваи, и рассчитывают деформации. При необходимости в конструкцию фундамента вносят необходимые корректировки относительно количества свай, изменения конструкции ростверка и расчет повторяют.

Расчет центрально нагруженных свайных фундаментов. После назначения глубины заложения подошвы ростверка свайного фундамента, в котором равнодействующая внешних нагрузок проходит через его центр тяжести, расчет начинают с выбора типа свай, для которой с помощью формул (10.1), (10.3) и (10.6) определяют несущую способность по грунту или материалу в зависимости от особенностей напластования грунтов на строительной площадке, материала и конструкции сваи. В качестве расчетного принимают наименьшее значение несущей способности.

Число свай в фундаменте определяют, исходя из предположения, что ростверк обеспечивает равномерную передачу нагрузки на все сваи, расположенные в кусте или свайном ряду. Расчет выполняют по первой группе предельных состояний. Требуемое количество свай в фундаменте определяют как частное от деления внешней нагрузки, действующей на фундамент, на несущую способность

выбранной одиночной свай с приближенным учетом веса части ростверка и грунта над ним, приходящихся на каждую сваю, по формуле

$$n = \gamma_k N_{01} / (F_d - \gamma_m a^2 d \gamma_m), \quad (10.36)$$

где γ_k и F_d — то же, что и в формуле (10.2); N_{01} — расчетная нагрузка от веса здания или сооружения; a — шаг свай; d — глубина заложения подошвы ростверка; $\gamma_m = 0,02$ — расчетное значение осредненного удельного веса материала ростверка и грунта, МН/м³.

После размещения свай в плане в соответствии с требованиями конструирования фундамента и расчета ростверка определяют нагрузку, приходящуюся на каждую сваю:

$$N = \frac{N_{01} + N_{p1} + N_{g1}}{n}, \quad (10.37)$$

где N_{01} — то же, что и в формуле (10.36); N_{p1} и N_{g1} — расчетные нагрузки от веса ростверка и грунта; n — количество свай в фундаменте.

Фундамент считается правильно рассчитанным, если удовлетворяется условие (10.2), характеризующее несущую способность из основного условия первой группы предельных состояний. Если это условие не выполняется, то необходимо выбрать другой тип свай, имеющей более высокую несущую способность, и повторить расчет.

Для свайных фундаментов из висячих свай необходимо еще и выполнение основного требования расчета по второй группе предельных состояний (по деформациям), для фундаментов из свай стоек этот вид расчета не требуется.

Расчет осадки свайного фундамента из висячих свай производят как для условного фундамента на естественном основании, контур которого ограничен размерами ростверка, свай и некоторым объемом грунта в межсвайном пространстве (рис. 10.6, а).

В расчетной схеме принимается, что нагрузка на грунт передается по подошве условного фундамента и воспринимается слоем грунта, расположенным ниже плоскости острия свай. Реактивные напряжения по подошве условного фундамента считаются равномерно распределенными.

Размеры условного фундамента определяют следующим образом. Считают, что снизу он ограничивается горизонтальной плоскостью *БВ*, проходящей через нижние концы свай, а с боков — вертикальными плоскостями *АБ* и *ВГ*, отстоящими от наружных граней крайних рядов вертикальных свай на расстоянии

$$a = l \operatorname{tg} \frac{\varphi_{\text{пм}}}{4},$$

где l — глубина погружения свай в грунт от подошвы ростверка (рис. 10.6, а); $\varphi_{\text{пм}}/4$ — определяют по формуле (10.35), а при нали-

чи наклонных свай — вертикальными плоскостями, проходящими через нижние концы этих свай (рис. 10.6, б). Если в грунте основания имеется слой слабого грунта (рис. 10.6, в), то отсчет угла $\varphi_{\text{п.м.}}/4$ начинают от поверхности слоя того грунта, силы трения которого учитываются в расчете.

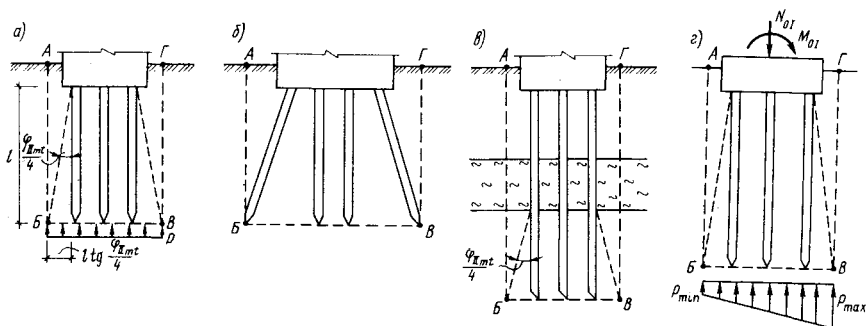


Рис. 10.6. Схемы условных фундаментов для расчета по второй группе предельных состояний

Вычислив размеры условного фундамента, проверяют основное требование второй группы предельных состояний из условия ограничения средних давлений под его подошвой расчетным сопротивлением грунта оснований по формуле

$$p = \frac{N_{0\text{п}} + N_{\text{с.п.}} + N_{\text{р.п.}} + N_{\text{г.п.}}}{A_y} \leq R, \quad (10.38)$$

где $N_{0\text{п}}$ — расчетная нагрузка по второй группе предельных состояний от веса здания или сооружения; $N_{\text{с.п.}}$, $N_{\text{р.п.}}$, $N_{\text{г.п.}}$ — вес свай, ростверка и грунта в пределах условного фундамента $ABBG$; $A_y = b_y l_y$ — площадь условного фундамента (см. рис. 10.6).

Расчетное сопротивление грунта основания, входящее в выражение (10.38), определяют по формуле (4.10) в соответствии с требованиями второй группы предельных состояний для условного фундамента, показанного на рис. 10.6. Если для проектируемого типа здания или сооружения в зависимости от грунтовых условий на строительной площадке требуется расчет осадок, то его выполняют также для условного фундамента по схемам линейно деформируемого полупространства или линейно деформируемого слоя, изложенными в § 6.1, 6.2.

Расчет внецентренно нагруженных свайных фундаментов. Внецентренно нагруженным считают свайный фундамент, в котором точка приложения равнодействующей внешних нагрузок не совпадает с центром тяжести поперечных сечений свай в кусте.

При небольших эксцентриситетах, когда краевые напряжения в уровне подошвы ростверка подчиняются соотношению $\sigma_{\max} \leq 1,4\sigma_{\min}$, в целях сокращения производства работ свай допускается размещать равномерно. При больших эксцентриситетах у более нагруженного края фундамента устанавливаются большее количество свай, смещая тем самым центр тяжести сечения свай в кусте относительно оси симметрии и уменьшая неблагоприятное воздействие момента.

Количество свай во внецентренно нагруженном фундаменте находят по формуле (10.36) с увеличением его приблизительно на 20...25% для восприятия момента от внешних нагрузок.

Расчетную нагрузку, приходящуюся на одну сваю во внецентренно нагруженном фундаменте при эксцентриситете относительно двух главных осей инерции, определяют по формуле внецентренного сжатия:

$$N = \frac{N_{01} + N_{p1} + N_{g1}}{n} \pm \frac{M_x y}{\sum_{i=1}^n y_i^2} \pm \frac{M_y x}{\sum_{i=1}^n x_i^2}, \quad (10.39)$$

где M_x, M_y — моменты от расчетных нагрузок относительно главных центральных осей подошвы ростверка; x, y — расстояния от главных осей до оси рассчитываемой сваи; x_i, y_i — расстояние от главных осей до оси каждой сваи.

Усилие, найденное по формуле (10.39), должно удовлетворять условию (10.2), если оно не удовлетворяется, расчет повторяют несколько раз с помощью метода последовательных приближений.

Расчет внецентренно нагруженного фундамента по второй группе предельных состояний выполняют для условного фундамента, показанного на рис. 10.6, з. При этом напряжения под его подошвой ограничиваются основными требованиями расчета по данной группе предельных состояний, а именно: $p_{\max} \leq 1,2R$; $p_{\min} \geq 0$; $p \leq R$. Осадку рассчитывают с помощью методов, изложенных в § 6.1, 6.2, а крен определяют по формуле (6.22). Все расчеты выполняют для условного фундамента АБВГ (рис. 10.6, з).

Расчет свайных фундаментов с помощью ЭВМ можно выполнить с помощью следующего алгоритма, блок-схема которого показана на рис. 10.7.

1. Ввод исходных данных об инженерно-геологических условиях строительной площадки, внешних нагрузках, глубине расположения ростверка и типе применяемых свай.

2. Выбор конструкции свай.

3. Проверка условия, залегает ли в основании слой плотного грунта:

если да, то переход к п. 4;

если нет, то переход к п. 6.

4. Проверка условия, работает ли данная свая по схеме свай стойки:

если да, то переход к п. 5;

если нет, то переход к п. 6.

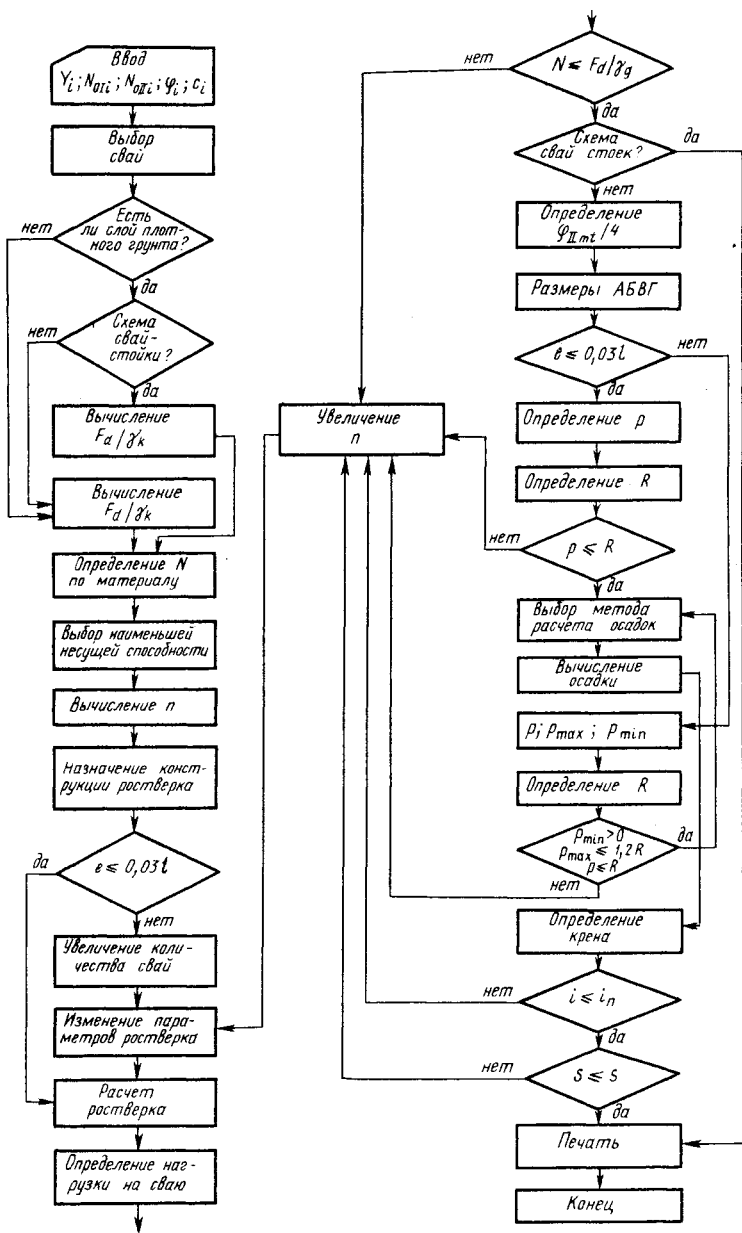


Рис. 10.7. Блок-схема расчета свайного фундамента

5. Определение несущей способности свай по грунту по формуле (10.3) и переход к п. 7.
6. Определение несущей способности свай по грунту из выражения (10.6).
7. Вычисление несущей способности свай по материалу по формуле (10.1).
8. Выбор наименьшей несущей способности.
9. Определение требуемого количества свай в фундаменте по формуле (10.36).
10. Размещение свай в плане и назначение конструкции ростверка.
11. Проверка условия, является ли данный фундамент центрально нагруженным $l \leq 0,03l$ (l — длина ростверка):
 если да, то переход к п. 14;
 если нет, то переход к п. 12.
12. Увеличение количества свай на 20%.
13. Изменение размеров ростверка.
14. Вызов из библиотеки программы подпрограммы расчета конструкции ростверка в соответствии с требованиями норм проектирования железобетонных конструкций.
15. Вычисление нагрузки, приходящейся на каждую сваю, по формуле (10.39).
16. Проверка условия (10.2):
 если да, то переход к п. 17;
 если нет, то увеличение количества свай в фундаменте и переход к п. 13.
17. Проверка условия, работают ли в данном фундаменте сваи по схеме свай-стоек:
 если да, то переход к п. 32;
 если нет, то переход к п. 18.
18. Определение осредненного угла внутреннего трения грунтов, прорезываемых сваями, по формуле (10.35).
19. Вычисление основных размеров условного фундамента АБВГ.
20. Проверка условия, является ли данный фундамент центрально сжатым:
 если да, то переход к п. 21;
 если нет, то переход к п. 26.
21. Вычисление реактивных напряжений под подошвой условного фундамента по формуле (10.38).
22. Определение расчетного сопротивления грунта основания под подошвой условного фундамента по формуле (4.10).
23. Проверка условия $p \leq R$:
 если условие выполняется, то переход к п. 24;
 если нет, то увеличение количества свай и переход к п. 13.
24. Выбор метода расчета осадок по схеме линейно деформируемого полупространства или линейно деформируемого слоя в зависимости от грунтовых условий строительной площадки.
25. Вычисление осадки по выбранной расчетной схеме с помощью вызова в оперативную память соответствующей подпрограммы и переход к п. 29.
26. Вычисление крайних и средних реактивных напряжений под подошвой условного фундамента (p_{\max}, p).
27. Определение расчетного сопротивления грунта основания по формуле (4.10).
28. Проверка условий $p_{\max} \leq 1,2R$; $p_{\min} > 0$; $p \leq R$:
 если условия выполняются, то переход к п. 24;
 если нет, то увеличение количества свай и переход к п. 13.
29. Вычисление крена свайного фундамента по формуле (6.22).
30. Проверка условия $i \leq i_u$ с помощью обращения к массиву информации, содержащему данные о предельных кренах i_u :
 если да, то переход к п. 31;
 если нет, то увеличение количества свай и переход к п. 13.
31. Проверка условий $s \leq s_u$ с помощью обращения к массиву информации, содержащему данные о предельных осадках s_u :
 если условие выполняется, то переход к п. 32;
 если нет, то увеличение количества свай и переход к п. 13.

32. Печать результатов об основных размерах фундамента, типе выбранных свай и значениях деформаций.

33. Конец расчета.

■ **Пример 10.1.** Рассчитать ленточный свайный фундамент под наружную стену жилого дома с несущими стенами из крупных блоков. Здание имеет подвал на отметке 1,600 м и жесткую конструктивную схему. Отношение длины здания к высоте $L/H = 4,35$. В уровне спланированной отметки земли действует центрально приложенное усилие: от нормативной нагрузки интенсивностью $N_{0н} = 0,36$ МН, от расчетной нагрузки $N_{0р} = 0,4$ МН на 1 м длины. Грунтовые условия строительной площадки приведены на рис. 10.8, а.

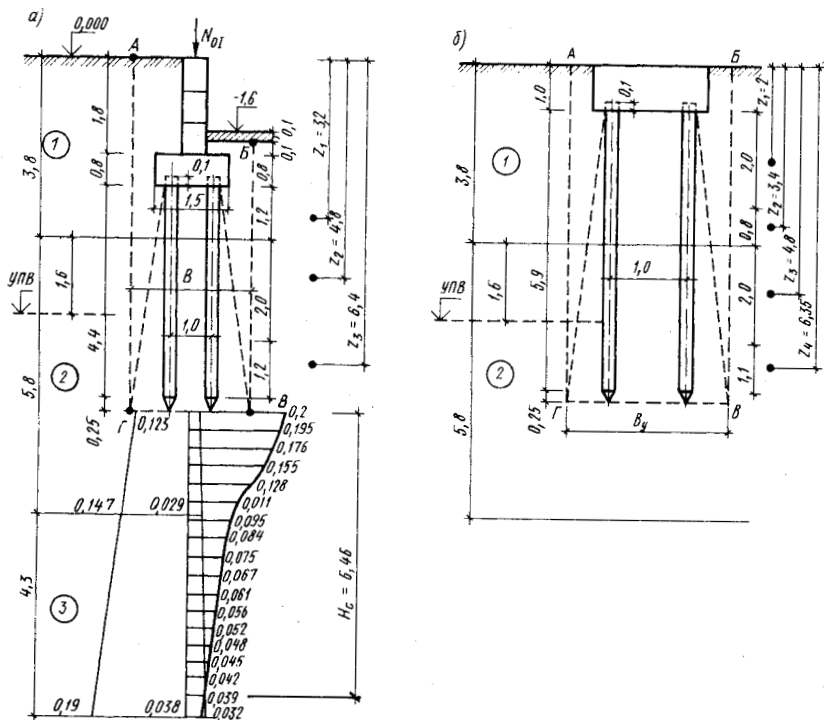


Рис. 10.8. Расчетная схема к примерам 10.1 (а) и 10.2 (б):

1 — песок средней крупности, средней плотности ($\gamma = 0,019$ МН/м³; $\phi = 35^\circ$); 2 — песок мелкий, средней плотности ($\gamma = 0,02$ МН/м³, $\gamma_s = 0,027$ МН/м³; $\phi = 32^\circ$; $c_{II} = 0,002$ МПа; $e = 0,65$, $E = 25$ МПа); 3 — глина мягкопластичная ($\gamma = 0,018$ МН/м³; $\gamma_s = 0,0257$ МН/м³; $\phi = 15^\circ$; $e = 0,6$; $I_L = 0,7$; $E = 12$ МПа)

Решение. Для заданных грунтовых условий строительной площадки проектируем свайный фундамент из сборных железобетонных свай марки С-4,5 — 25 длиной $L = 4,5$ м, с размером стороны квадратного поперечного сечения $b = 0,25$ м и длиной остря $l = 0,25$ м.

Свая погружается с помощью забивки дизель-молотом.

Найдем несущую способность одиночной сваячей сваи, ориентируясь на расчетную схему, показанную на рис. 10.8, а.

Площадь поперечного сечения сваи $A = 0,25 \cdot 0,25 = 0,0625$ м, периметр $u = 0,25 \times 4 = 1$ м.

По табл. 10.2 для песка мелкого средней плотности и глубины погружения сваи, равной $1,8 + 0,8 + 4,4 + 0,25 = 7,25$ м, интерполируя, находим расчетное сопротивление грунта под нижним концом сваи: $R = 2,416$ МПа. По табл. 10.1 для свай, погружаемых с помощью дизель-молотов, находим значения коэффициентов условий работы грунта: $\gamma_{cR} = 1,0$ под нижним концом сваи и $\gamma_{cF} = 1,0$ по боковой поверхности.

Толщину грунта, прорезаемого сваяй, разбиваем на слои толщиной не более 2 м (рис. 10.8, а). Для первого слоя грунта при средней глубине расположения слоя $z_1 = 3,2$ м для песка средней плотности по табл. 10.3 находим с помощью интерполяции $f_1 = 0,049$ МПа. Для второго слоя грунта при средней глубине расположения слоя $z_2 = 4,8$ м для песка мелкого средней плотности, интерполируя, по той же табл. находим $f_2 = 0,0396$ МПа. Для третьего слоя грунта при $z_3 = 6,4$ м находим $f_3 = 0,0424$ МПа.

Несущую способность одиночной сваи определяем по формуле (10.6):

$$F_d = 1 [1 \cdot 2,416 \cdot 0,0625 + 1,0 \cdot 1,0 (0,049 \cdot 1,2 + 0,0396 \cdot 2 + 0,0424 \cdot 1,2)] = 0,34 \text{ МН.}$$

Расчетная нагрузка, допускаемая на сваю, составит по формуле (10.2)

$$N = 0,34 / 1,4 = 0,243 \text{ МН.}$$

Найдем требуемое количество свай по формуле (10.36):

$$n = 1,4 \cdot 0,4 / (0,34 - 1,0 \cdot 2,6 \cdot 0,02) = 1,94 \text{ шт.}$$

Окончательно примем две сваи на 1 м фундамента. По конструктивным соображениям высота ростверка принята равной 0,8 м. Стену подвала примем из трех стеновых блоков, каждый из которых имеет размеры: высоту — 0,6 м, ширину — 0,5 м, длину — 2,38 м, вес — 0,0163 МН.

Конструкция фундамента и основные размеры показаны на рис. 10.8, а.

Найдем вес ростверка, приходящего на 1 м фундамента:

$$N_{\text{рп}} = 0,025 \cdot 0,08 \cdot 1,5 \cdot 1 = 0,03 \text{ МН.}$$

Вес грунта, располагающегося на ростверке,

$$N_{\text{гп}} = (1,5 - 0,5) 0,019 \cdot 1,8 / 2 = 0,017 \text{ МН.}$$

Вес трех стеновых фундаментных блоков на 1 м

$$N_{\text{сП}} = 3 \cdot 0,0163 / 2,38 = 0,021 \text{ МН.}$$

Вычислим расчетное значение указанных выше внешних нагрузок для первой группы предельных состояний, принимая во внимание, что коэффициент надежности по нагрузке для них $\gamma_f = 1,1$, тогда

$$N_{\text{рI}} = 1,1 \cdot 0,03 = 0,033 \text{ МН; } N_{\text{гI}} = 1,1 \cdot 0,017 = 0,019 \text{ МН;}$$

$$N_{\text{сI}} = 1,1 \cdot 0,021 = 0,023 \text{ МН.}$$

Нагрузка, приходящаяся на одну сваю,

$$N = \frac{0,4 + 0,033 + 0,019 + 0,023}{2} = 0,238 < 0,243 \text{ МН.}$$

Условие (10.2) выполняется, следовательно, фундамент запроектирован правильно.

Вычислим осредненный угол внутреннего трения основания, прорезаемого сваяй, по формуле (10.35):

$$\alpha_{\text{ср}} = \frac{1 \cdot 35 \cdot 1,2 + 32 \cdot 3,45}{4 \cdot 1,2 + 3,45} = 8,2^\circ.$$

Найдем ширину условного фундамента:

$$b_y = 1,0 + 0,25 + 4,65 \cdot \text{tg } 8,2^\circ = 1,92 \text{ м.}$$

Определим вес свай, имея в виду, что вес свай СК-4,5–25 равен 0,0073 МН: $N_{\text{сП}} = 2 \cdot 0,0073 = 0,015 \text{ МН.}$

По формуле (1.9) определим удельный вес грунта второго слоя с учетом взвешивающего действия воды:

$$\gamma_{\text{сб2}} = (0,027 - 0,01)/(1 + 0,65) = 0,01 \text{ МН/м}^3.$$

Вес грунта в объеме АБВГ с учетом взвешивающего действия воды в грунте второго слоя (см. рис. 10.8, а)

$$N_{\text{гП}} = (1,92 - 0,5)0,019 \cdot 1,8 \cdot 1/2 + 1,92 \cdot 2,0 \cdot 0,019 + 1,92 \cdot 1,6 \cdot 0,02 + \\ + 1,92 \cdot 1,85 \cdot 0,01 \cdot 1 = 0,194 \text{ МН.}$$

Нормативная нагрузка от веса ростверка и трех стеновых фундаментных блоков была найдена ранее и составила соответственно $N_{\text{рП}} = 0,03 \text{ МН; } N_{\text{сП}} = 0,021 \text{ МН.}$

Среднее давление под подошвой условного фундамента по формуле (10.38) составит

$$p = \frac{0,36 + 0,03 + 0,21 + 0,015 + 0,194}{1,92 \cdot 1} = 0,323 \text{ МПа.}$$

По табл. 4.5 для песка мелкого средней плотности, на который опирается подошва условного фундамента, имеющего угол внутреннего трения $\varphi_{\text{П}} = 32^\circ$, находим значения безразмерных коэффициентов: $M_y = 1,34$, $M_g = 6,34$, $M_c = 8,55$.

По формуле (4.11) вычислим осредненный удельный вес грунтов, залегающих выше подошвы условного фундамента:

$$\gamma_{\text{П}} = \frac{0,019 \cdot 3,8 + 0,02 \cdot 1,6 + 0,01 \cdot 1,85}{3,8 + 1,6 + 1,85} = 0,017 \text{ МН/м}^3.$$

Приведенная глубина заложения подошвы условного фундамента от отметки пола в подвале по формуле (4.12) составит

$$d_1 = 3,45 + 1,2 + 0,9 + 0,1 \frac{0,022}{0,017} = 5,68 \text{ м.}$$

Значение $d_b = 1,6 \text{ м}$ (см. рис. 10.8, а).

По табл. 4.4 для песка мелкого средней плотности и соотношения $L/H = 4,35$ находим значения коэффициентов условий работы $\gamma_{c1} = 1,3$, $\gamma_{c2} = 1,1$.

Определим расчетное сопротивление грунта основания несущего слоя под подошвой условного фундамента по формуле (4.10):

$$R = \frac{1,3 \cdot 1,1}{1,0} [1,34 \cdot 1 \cdot 1,92 \cdot 0,01 + 6,34 \cdot 5,68 \cdot 0,017 + (6,34 - 1)1,6 \cdot 0,017 + \\ + 8,55 \cdot 0,02] = 1,144 \text{ МПа.}$$

Основное требование расчета по второй группе предельных состояний выполняется, так как $p = 0,323 < R = 1,144 \text{ МПа.}$

Вычислим осадку свайного фундамента по схеме линейно деформируемого полупространства, предварительно построив эпюру напряжений в толще основания от действия собственного веса грунта.

Удельный вес грунта третьего слоя с учетом взвешивающего действия воды будет равен

$$\gamma_{zb3} = (0,0257 - 0,01)/(1 + 0,6) = 0,01 \text{ МН/м}^3.$$

Найдем напряжение от собственного веса грунта в уровне подошвы условного фундамента по формуле (2.10):

$$\sigma_{zg0} = 0,019 \cdot 3,8 + 0,02 \cdot 1,6 + 0,01 \cdot 1,85 = 0,123 \text{ МПа.}$$

Вычислим дополнительное давление в уровне подошвы условного фундамента: $p_0 = 0,323 - 0,123 = 0,2 \text{ МПа.}$

Найдем значение напряжений от собственного веса грунта на границе второго и третьего слоев и по подошве третьего слоя:

$$\sigma_{zg2} = 0,123 + 0,01 \cdot 2,35 = 0,147 \text{ МПа; } \sigma_{zg3} = 0,147 + 0,01 \cdot 4,3 = 0,19 \text{ МПа.}$$

Таблица 10.5. К примеру 10.1

Наименование грунта	$z, \text{ м}$	$\zeta = 2z/b$	α	$\sigma = \alpha p_0, \text{ МПа}$
Песок мелкий при $E = 25 \text{ МПа}$	0	0	1,0	0,2
	0,38	0,4	0,977	0,195
	0,76	0,8	0,881	0,176
	1,14	1,2	0,775	0,155
	1,52	1,6	0,642	0,128
	1,9	2,0	0,550	0,11
	2,28	2,4	0,477	0,095
Глина мягкопластичная при $E = 12 \text{ МПа}$	2,66	2,8	0,420	0,084
	3,04	3,2	0,374	0,075
	3,42	3,6	0,337	0,067
	3,8	4,0	0,306	0,061
	4,18	4,4	0,28	0,056
	4,56	4,8	0,258	0,052
	4,94	5,2	0,239	0,048
	5,32	5,6	0,223	0,045
	5,7	6,0	0,208	0,042
	6,08	6,4	0,196	0,039
	6,46	6,8	0,185	0,032

Найдем значения напряжений вспомогательной эпюры, равной $0,2\sigma_{zg}$, в этих же точках: $\sigma'_{zg0} = 0,02 \text{ МПа}$, $\sigma'_{zg2} = 0,029 \text{ МПа}$, $\sigma'_{zg3} = 0,038 \text{ МПа}$.

Полученные значения ординат напряжений отложим на геологическом разрезе (рис. 10.8, а) и построим эпюры напряжений от собственного веса грунта и вспомогательную.

Для построения эпюры дополнительных вертикальных напряжений в толще грунта воспользуемся данными табл. 2.1 и формулой (2.4).

Чтобы избежать интерполяции, по этой таблице зададимся соотношением $\zeta = 0,4$, тогда высота элементарного слоя грунта составит $h_i = 0,4 \cdot 1,92/2 = 0,38 \text{ м}$.

Проверим выполнение условия $h_i < 0,4b_y$, $0,38 < 0,4 \cdot 1,92 = 0,77 \text{ м}$. Условие выполняется.

Вычисления проведем в табличной форме, воспользовавшись последним столбцом табл. 2.1 и имея в виду, что расчет выполняется для ленточного фундамента, у которого $\eta = l/b > 10$.

Нижнюю границу сжимаемой толщи находим по точке пересечения вспомогательной эпюры и эпюры дополнительных вертикальных напряжений (рис. 10.8, а); эта точка пересечения соответствует мощности сжимаемой толщи $H_c = 6,46 \text{ м}$.

Вычисляем осадку с помощью послойного суммирования, пренебрегая различием

модуля деформаций грунтов на границах слоев, приняв во внимание, что данное предположение незначительно скажется на окончательном результате:

$$s = \frac{0,8 \cdot 0,38}{25} \left(\frac{0,2+0,195}{2} + \frac{0,195+0,176}{2} + \frac{0,176+0,155}{2} + \frac{0,155+0,128}{2} + \frac{0,128+0,11}{2} + \frac{0,11+0,095}{2} \right) + \frac{0,8 \cdot 0,38}{12} \times \left(\frac{0,095+0,084}{2} + \frac{0,084+0,075}{2} + \frac{0,075+0,067}{2} + \frac{0,067+0,061}{2} + \frac{0,061+0,056}{2} + \frac{0,056+0,052}{2} + \frac{0,052+0,048}{2} + \frac{0,048+0,045}{2} + \frac{0,045+0,042}{2} + \frac{0,042+0,039}{2} + \frac{0,039+0,032}{2} \right) = 0,03 \text{ м} = 3 \text{ см.}$$

Это меньше предельно допустимой осадки для данного типа здания $s_u = 10$ см. В рассматриваемом случае $s = 3 < s_u = 10$ см, следовательно, основное условие второй группы предельных состояний выполняется.

■ **Пример 10.2.** Запроектировать свайный фундамент под колонну каркасного здания, имеющего жесткую конструктивную схему при отношении длины к высоте $L/H = 0,48$. Подошва ростверка находится на отметке 1,00 м, высота ростверка 1 м, в уровне спланированной отметки земли приложены нагрузки: расчетная $N_{01} = 0,8$ МН, $M_{01} = 0,3$ МН·м, нормативная $N_{0П} = 0,65$ МН и $M_{0П} = 0,25$ МН·м. Грунтовые условия строительной площадки приведены на рис. 10.8, б.

Решение. Для заданных грунтовых условий строительной площадки проектируем фундамент из сборных железобетонных свай марки С6-30 длиной $L = 6$ м, с размером стороны квадратного поперечного сечения $b = 0,3$ м и длиной остря $l = 0,25$ м. Сваю погружают в грунт с помощью вибропогружателя.

Найдем несущую способность одиночной свайей сваи, ориентируясь на расчетную схему, показанную на рис. 10.8, б. Площадь поперечного сечения сваи $A = 0,3 \cdot 0,3 = 0,09 \text{ м}^2$, периметр $u = 0,3 \cdot 4 = 1,2$ м.

По табл. 10.2 для песка мелкого средней плотности при глубине погружения сваи $1,0 + 5,9 + 0,25 = 7,15$ м, интерполируя, находим расчетное сопротивление грунта под нижним концом сваи: $R = 2,41$ МПа. По табл. 10.1 для свай, погружаемых с помощью вибратора, находим значения коэффициентов условий работы грунта под нижним концом сваи: $\gamma_{cR} = 1,1$. По этой же таблице для грунта первого и второго слоев определяем коэффициенты условий работы грунта по боковой поверхности сваи: $\gamma_{c1} = \gamma_{c2} = 1,0$.

Толщу грунта, прорезываемого свайей, разбиваем на слои толщиной не более 2 м. Для первого слоя при средней глубине его расположения $z_1 = 2,0$ м для песка средней крупности по табл. 10.3 находим $f_1 = 0,042$ МПа. Для второго слоя при средней глубине расположения $z_2 = 3,4$ м. Интерполируя, определяем $f_2 = 0,05$ МПа. Для третьего слоя грунта песка мелкого средней плотности при $z_3 = 4,8$ м находим $f_3 = 0,0396$ МПа. И наконец, для последнего слоя грунта при $z_4 = 6,35$ м получаем $f_4 = 0,0424$ МПа.

Несущую способность одиночной свайей сваи определяем по формуле (10.6):

$$F_d = 1 [1,1 \cdot 2,41 \cdot 0,09 + 1,2 \cdot 1,0 (0,042 \cdot 2 + 0,05 \cdot 0,8 + 0,0396 \cdot 2,0 + 0,0424 \cdot 1,1)] = 0,538 \text{ МН.}$$

Расчетная нагрузка, допускаемая на сваю, по формуле (10.2) составит $N = 0,538/1,4 = 0,385$ МН.

Назначая шаг свай равным 1 м, найдем требуемое количество свай по формуле (10.36):

$$n = 1,4 \cdot 0,8 / (0,538 - 1,15 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 0,02) = 2,17.$$

Учитывая, что рассматриваемый фундамент является внецентренно нагруженным, примем количество свай в фундаменте $n=4$, размещая их по углам ростверка с шагом в поперечном и продольном направлениях $a=1,0$ м.

Вычислим вес ростверка:

$$G_{рп} = 0,025 \cdot 1 \cdot 1,5 \cdot 1,5 = 0,056 \text{ МН.}$$

Найдем расчетное значение веса ростверка по первой группе предельных состояний: $G_{р1} = 1,1 \cdot 0,056 = 0,062 \text{ МН.}$

По формуле (10.39) найдем значение усилия, приходящегося на каждую свая:

$$N_{\max} = \frac{0,8 + 0,062}{4} + \frac{0,3 \cdot 0,5}{0,5^2 + 0,5^2 + 0,5^2 + 0,5^2} = 0,366 \text{ МН;}$$

$$N_{\min} = \frac{0,8 + 0,062}{4} - \frac{0,3 \cdot 0,5}{0,5^2 + 0,5^2 + 0,5^2 + 0,5^2} = 0,066 \text{ МН.}$$

Условие по максимальной и минимальной нагрузкам выполняется, так как $0,366 < 0,385 \text{ МН}$ и $0,066 < 0,385 \text{ МН}$, следовательно, фундамент запроектирован правильно.

Определим осредненный угол внутреннего трения основания, прорезываемого сваями:

$$\alpha_{\text{ср}} = \frac{1}{4} \cdot \frac{35 \cdot 2,8 + 32 \cdot 3,35}{2,8 + 3,35} = 8,34^\circ.$$

Найдем ширину условного фундамента:

$$b_y = 1,0 + 0,3 + 6,15 \text{ tg } 8,34^\circ = 2,2 \text{ м.}$$

Вычислим вес свай в фундаменте, имея в виду, что вес одной свая равен $0,0138 \text{ МН}$:

$$G_c = 0,0138 \cdot 4 = 0,055 \text{ МН.}$$

Удельный вес грунта второго слоя с учетом взвешивающего действия воды составил $0,01 \text{ МН/м}^3$, тогда вес грунта в объеме $АВВГ$ будет равен

$$G_{гп} = (2,2 - 1,5)^2 \cdot 1 \cdot 0,019 + 2,8 \cdot 2,2^2 \cdot 0,019 + 1,6 \cdot 2,2^2 \cdot 0,02 + \\ + 1,75 \cdot 2,2^2 \cdot 0,01 = 0,506 \text{ МН.}$$

Вычислим крайевые напряжения под подошвой внецентренно нагруженного условного фундамента:

$$p_{\max} = \frac{0,65 + 0,056 + 0,055 + 0,506}{2,2 \cdot 2,2} + \frac{0,25 \cdot 6}{2,2 \cdot 2,2^2} = 0,403 \text{ МПа;}$$

$$p_{\min} = \frac{0,65 + 0,056 + 0,055 + 0,506}{2,2 \cdot 2,2} - \frac{0,25 \cdot 6}{2,2 \cdot 2,2^2} = 0,124 \text{ МПа.}$$

Средние напряжения под подошвой условного фундамента будут равны

$$p = \frac{0,65 + 0,056 + 0,055 + 0,506}{2,2 \cdot 2,2} = 0,262 \text{ МПа.}$$

Значения безразмерных коэффициентов для грунта несущего слоя были найдены ранее: $M_y = 1,34$; $M_q = 6,34$; $M_c = 8,55$.

По табл. 4.4 для песка мелкого средней плотности и соотношения $L/H=0,48$ находим значения коэффициентов условий работы: $\gamma_{c1}=1,3$; $\gamma_{c2}=1,3$.

Определим осредненное значение удельного веса грунтов, залегающих выше подошвы условного фундамента:

$$\gamma'_c = \frac{3,8 \cdot 0,019 + 1,6 \cdot 0,02 + 0,01 \cdot 1,75}{3,8 + 1,6 + 1,75} = 0,017 \text{ МН/м}^3.$$

Вычислим расчетное сопротивление грунта основания по второй группе предельных состояний по формуле (2.3):

$$R = \frac{1,3 \cdot 1,3}{1,0} [1,34 \cdot 1 \cdot 2,2 \cdot 0,01 + 6,34 \cdot 7,15 \cdot 0,017 + 8,55 \cdot 0,002] = 1,381 \text{ МПа}.$$

Проверим выполнение основных условий расчета по второй группе предельных состояний: $p_{\max} = 0,403 < 1,2R = 1,65 \text{ МПа}$; $p_{\min} = 0,124 > 0$, $p = 0,262 < R = 1,381 \text{ МПа}$. Условия выполняются; следовательно, фундамент запроектирован правильно. Расчет осадки для данного типа здания не требуется.

10.4. Условия применения свайных фундаментов и их конструирование

В практике современного строительства применение свайных фундаментов из сборных железобетонных свай и набивных опор оказывается целесообразным в зданиях и сооружениях, передающих значительные нагрузки на основание.

Если на строительной площадке возможно возникновение значительных неравномерных осадок, вызывающих дополнительные усилия в надземных конструкциях, то для их уменьшения также может быть рекомендовано устройство свайных фундаментов. Одновременно может быть достигнута существенная экономия материальных средств, так как вместо фундаментов со значительными размерами в плане можно ограничиться небольшим количеством свай.

При условии залегания на значительной глубине грунтов, которые могут быть использованы в качестве оснований, как правило, применяют свайные фундаменты, которые способны передать нагрузки на большие глубины по сравнению с фундаментами, возводимыми в открытых котлованах.

Кроме того, свайные фундаменты часто применяют в случаях, когда возведение фундаментов в открытых котлованах нерационально из-за большого объема земляных работ, высокого расположения уровня подземных вод и связанной с этим необходимостью выполнения дорогостоящих работ по искусственному водопонижению, а также больших затрат на крепление стенок котлованов или необходимостью сохранения природной структуры грунтов. Экономический эффект получают в основном за счет уменьшения объемов земляных работ и существенно большего уровня индустриализации при свайных работах по сравнению с монтажом фундаментных блоков. Однако условия применения свайных фундаментов должны быть экономически обоснованы на основании технико-экономического сравнения вариантов проектных решений.

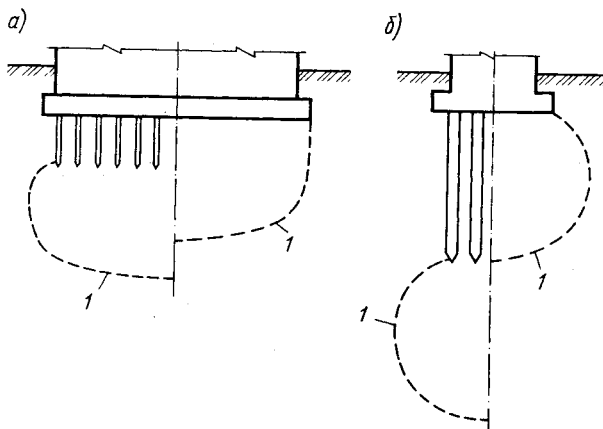


Рис. 10.9. Схема передачи нагрузки на грунт в основании свайного и обычного фундаментов:
1 — область сжатия грунтов основания

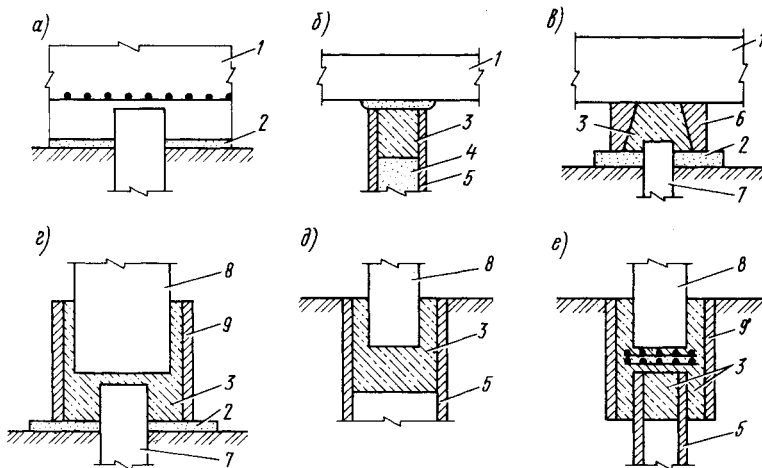


Рис. 10.10. Конструкция соединения свай с ростверком при свободном соединении:
а — квадратных свай с монолитным ростверком; б — то же, с полый круглой свай; в — сопряжение с монолитным ростверком с помощью сборной оголовки; г — сопряжение квадратной свай со сборной колонной с помощью сборной насадки; д, е — сопряжение полых круглых свай со сборными колоннами; 1 — монолитный ростверк; 2 — бетонная подготовка; 3 — заполнение бетоном; 4 — заполнение полости свая грунтом; 5 — полая круглая свая; 6 — сборной оголовок; 7 — свая с квадратным поперечным сечением; 8 — колонна; 9 — сборная железобетонная насадка

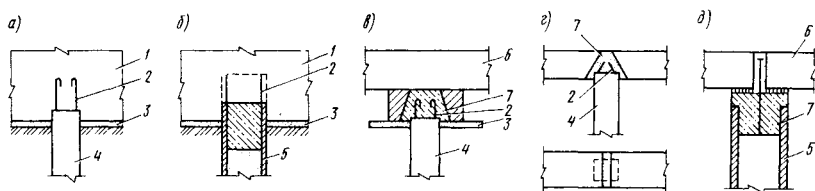


Рис. 10.11. Конструкции соединения свай с ростверком при жестком соединении: а — квадратной свай с монолитным ростверком; б — то же, полой круглой свай; в — квадратной свай с помощью сборного железобетонного оголовка; г — квадратной свай со сборным ростверком; д — то же, полой круглой свай; 1 — монолитный ростверк; 2 — выпуски арматуры; 3 — бетонная подготовка; 4 — свая квадратного поперечного сечения; 5 — полая круглая свая; 6 — сборный ростверк; 7 — заполнение бетоном

Используя свайные фундаменты, необходимо иметь в виду, что в зависимости от ширины ростверка и соотношений между его шириной и длиной свай условия работы грунтов будут разными. Чем шире ростверк, тем менее (при одинаковых длинах свай) эффективны свайные фундаменты. Сравнивая работу свайного фундамента с широким ростверком с работой фундамента, возводимого в открытом котловане, оказывается, что объем грунта, включающийся в работу в первом и втором случаях, мало отличаются друг от друга (рис. 10.9, а) для одного и того же сооружения. Под узким фундаментом при длинных сваях объемы грунта приблизительно одинаковы, но в свайном фундаменте в работу включаются более глубокие слои грунта, имеющие, как правило, меньшую сжимаемость (рис. 10.9, б) и более высокую несущую способность.

Конструкция сопряжения свай с ростверком во многом определяется характером передаваемых на сваю усилий, а также конструкциями ростверка и свай.

Примеры конструктивного решения сопряжения свай с различными типами ростверка при свободном соединении показаны на рис. 10.10, а при жестком соединении на рис. 10.11. Соединение буронабивных свай с несущими конструкциями показано на рис. 10.12.

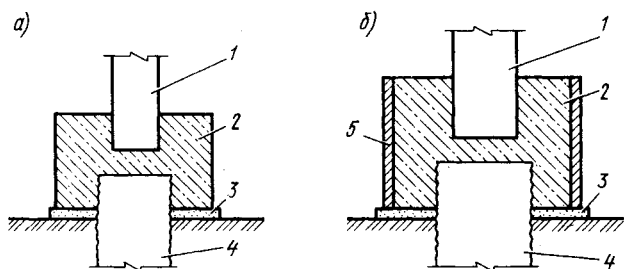


Рис. 10.12. Конструкции соединений набивных свай с колоннами: а — с помощью монолитного оголовка; б — с помощью сборной насадки; 1 — колонна; 2 — монолитный оголовок; 3 — бетонная подготовка; 4 — набивная свая; 5 — сборная насадка

ФУНДАМЕНТЫ ГЛУБОКОГО ЗАЛОЖЕНИЯ

11.1. Общие сведения

В практике современного строительства используют также фундаменты глубокого заложения, хотя по сравнению с фундаментами, возводимыми в открытых котлованах, и свайными область их применения несколько ограничена. В основном данный тип фундаментов применяют при возведении уникальных сооружений — с большими нагрузками на основание, а также при строительстве заглубленных помещений зданий, подземных гаражей, пешеходных переходов и туннелей, отстойников, водозаборных сооружений, мостовых опор и др.

Фундаменты глубокого заложения отличаются от фундаментов, возводимых в открытых котлованах, следующими специфическими особенностями: 1) не требуют предварительной разработки котлованов; 2) работа грунта под действием внешних нагрузок происходит иначе, чем у фундаментов в открытом котловане, в частности исключается выпирание грунта на поверхность; 3) условия работы фундамента глубокого заложения позволяют передавать на них значительные горизонтальные нагрузки и моменты; 4) несущая способность таких фундаментов существенно выше, так как вертикальные нагрузки воспринимаются не только грунтом под подошвой фундамента, но и силами трения, развивающимися по боковой поверхности.

В настоящее время применяют следующие типы фундаментов глубокого заложения: опускные колодцы и кессоны, глубокие опоры (набивные столбы), фундаменты, возводимые методом «стена в грунте».

11.2. Опускные колодцы и кессоны

Наиболее типичными представителями фундаментов глубокого заложения являются опускные колодцы и кессоны.

Опускной колодец представляет собой сборную или монолитную железобетонную конструкцию, которая может иметь прямоугольное или кольцевое очертание в плане (рис. 11.1). Тяжелые массивные опускные колодцы выполняют, как правило, в монолитном варианте (рис. 11.1, а), а облегченные — в виде сборных свай-оболочек (рис. 11.1, б).

Массивный опускной колодец погружается в грунт следующим образом. На поверхности основания возводят пустотелую нижнюю часть фундамента (рис. 11.1, в). Затем, используя землеройные механизмы, через вертикальную полость извлекают грунт. Под действием собственного веса колодец погружается (рис. 11.1, г). По

мере опускания колодец можно наращивать, получая фундамент требуемой глубины. По достижении проектной отметки нижней частью колодца заполняют бетонной смесью, увеличивая площадь подошвы фундамента. При возведении канализационных насосных станций известны случаи погружения опускных колодцев диаметром до 70 м на глубину более 70 м.

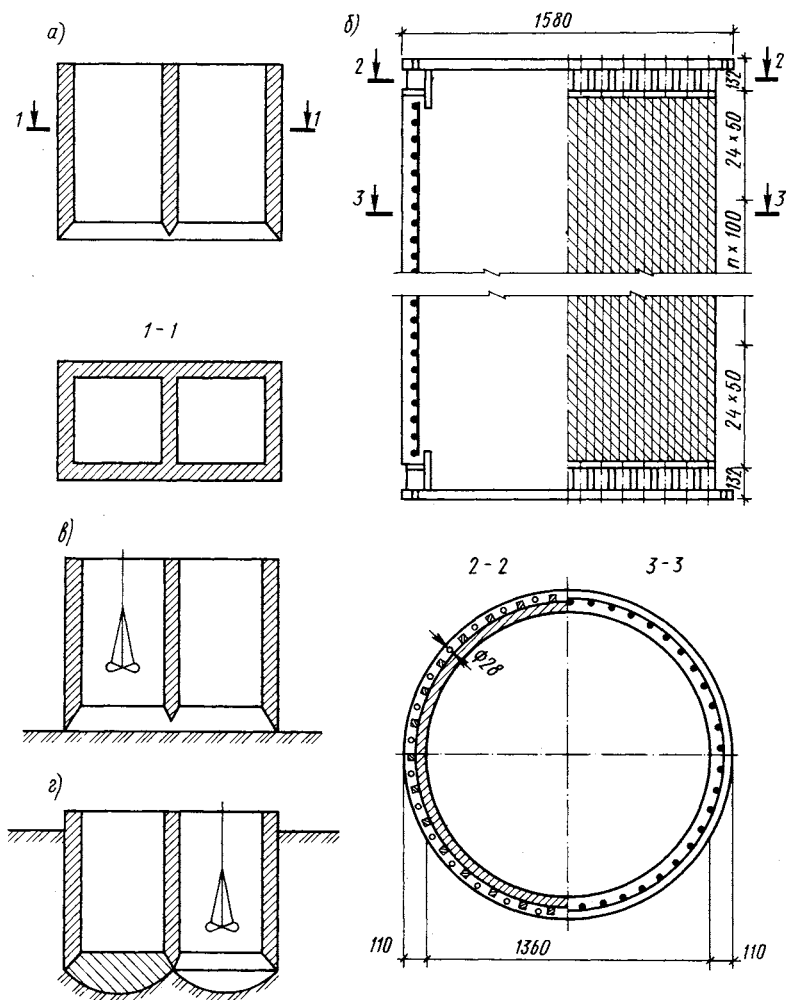


Рис. 11.1. Опускные колодцы:

a — массивный опускной колодец, разделенный на ячейки; *б* — легкий опускной колодец из цилиндрической свая-оболочки; *в* — установка колодца на поверхности грунта; *г* — разработка грунта грейфером и заполнение нижней части бетонной смесью

Для погружения колодца в окружающий грунт нижнюю часть колодца выполняют в виде специального ножа из листовой стали, закрепляемого с помощью закладных деталей (рис. 11.2, а), а для уменьшения трения грунта о стенки колодца при погружении с внешней стороны делают небольшую уступ, и образующийся зазор заполняют раствором бентонитовой глины, которая поддерживает стенки грунта в процессе погружения (рис. 11.2, б). В последние годы в связи с развитием производства сборного железобетона стали применять и массивные сборные опускные колодцы, собираемые из отдельных секций толщиной 50...60 см с горизонтальным членением на блоки, повторяющие конфигурацию колодца в плане.

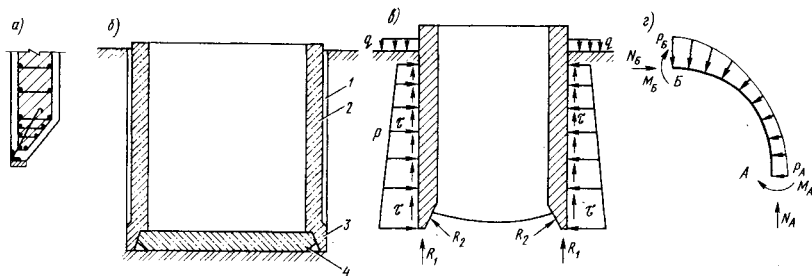


Рис. 11.2. Конструктивные детали и нагрузки, действующие на колодец: а — конструкция ножа; б — сборный опускной колодец; в — нагрузки, действующие на колодец во время погружения; г — опоры неравномерного давления грунта на боковой поверхности при «завале» на грунт во время неравномерного погружения; 1 — шель, заполняемая раствором бентонитовой глины; 2 — бетонная стенка; 3 — нож из сварной стали; 4 — железобетонное днище колодца

Сборные оболочки имеют небольшой собственный вес по сравнению с массивным опускным колодцем, поэтому сила тяжести в данном случае оказывается недостаточной для погружения. В связи с этим оболочки погружаются принудительно мощными вибропогружателями и вибромолотами, которые с помощью болтовых соединений жестко прикрепляют к верхнему фланцу через специальный наголовник.

В строительной практике применяют оболочки диаметром от 1 до 3 м при толщине стенок 12 см. После погружения первого звена из его внутренней полости грунт извлекают, затем вибропогружателем доводят оболочку до проектной отметки. Нижнее звено оболочки оборудуют ножом, а стык звеньев выполняют с помощью фланцевых соединений на болтах или сварке.

Если в основании оболочки имеется слой скального грунта, то в нем пробуривают скважину, диаметр которой равен диаметру оболочки, с последующим заполнением оболочки и скважины бетоном, что обеспечивает заделку фундамента в скальном грунте.

В нескальных грунтах для повышения несущей способности при-

бегают к устройству уширения с помощью разбуривания или камуфлетного взрыва с последующим заполнением полости бетоном.

Оболочки погружают в грунт на глубину 30 м и более. К достоинствам таких фундаментов относится очень высокая несущая способность (более 10 МН), к недостаткам — возникновение значительных колебаний грунта на большом расстоянии от места погружения фундамента, в связи с чем их не рекомендуется применять в заселенных районах городов.

При погружении опускных колодцев необходимо обеспечивать его вертикальное положение, не допуская развития крена. Крен обычно устраняют с помощью увеличения разработки грунта в той части, где осадка меньше.

Способ разработки грунта выбирают в зависимости от размеров опускных колодцев, а также инженерно-геологических условий строительной площадки. При значительном объеме земляных работ применяют грейдеры или экскаваторы с бульдозером, опускаемыми в колодец. Последние, находясь в колодце, заполняют специальные ковши, которые с помощью крана извлекают на поверхность. При таком способе разработки грунта необходимо предотвращать поступление подземных вод в колодец, что осуществляется с помощью искусственного водопонижения или устройства шпунтовых загораждений, погружаемых до слоя водоупорных грунтов.

Разработка грунтов грейфером, эрлифтом или гидромонитором разрешается без устройства водозащитных экранов, однако в этом случае внутри колодца необходимо поддерживать повышенный уровень воды в колодце, превышающий уровень подземных вод, для предотвращения поступления (наплыва) грунта, окружающего колодец, что может вызвать около него осадку поверхности основания.

Расчет опускных колодцев производят на нагрузки, возникающие как в процессе погружения колодца, так и во время эксплуатации. При погружении колодцы испытывают воздействие следующих нагрузок: собственный вес колодца, давление грунта на стенки колодца, реактивное давление грунта, действующее на нож, и силы трения по боковой поверхности (рис. 11.2, *в*). Усилия, которые возникают в конструкции колодца, зависят от характера и соотношения этих нагрузок.

В случае однородного грунта на строительной площадке боковая наружная поверхность цилиндрического колодца будет испытывать равномерное сжатие, интенсивность которого может быть найдена на основании формулы Лямэ:

$$\sigma = 2R^2p/(R^2 - r^2), \quad (11.1)$$

где R — наружный радиус колодца; p — давление грунта или раствора тиксотропной глины на глубине, где определяются напряжения; r — внутренний радиус колодца. Сжатие не должно превышать расчетного усилия, которое способно воспринять железобетонное сечение.

Толщину стенок колодца проверяют по заданному напряжению от действия веса грунта по формуле

$$\delta = R - r = r (\sqrt{\sigma/(\sigma - 2p)} - 1). \quad (11.2)$$

В случае неоднородного напластования грунтов на строительной площадке, перекоса колодца в результате несимметричной пригрузки или неравномерной выемке грунта нагрузка на колодец может стать неравномерной (рис. 11.2, *з*), что неизбежно вызовет изгиб колодца. В этом случае расчетные усилия, возникающие в поперечном сечении колодца, находят из выражений:

$$\begin{aligned} M_A &= -0,1488 p_A r^2 (k - 1); \\ M_B &= 0,1366 p_A r^2 (k - 1); \\ N_A &= p_A r [1 + 0,7854 (k - 1)]; \\ N_B &= p_A r [1 + 0,5 (k - 1)], \end{aligned} \quad (11.3)$$

где k — коэффициент неравномерности

$$k = p_B / p_A. \quad (11.4)$$

Зависимостями (11.3) разрешается пользоваться, если для железобетонного колодца выполняется соотношение $1,12 \leq (R - r)/r \leq 1,5$. Значение величин p_A и p_B определяют, как давление грунта на подпорную стенку.

Тонкостенные оболочки рассчитывают, как пространственные оболочки, методами, используемыми при проектировании железобетонных конструкций. При этом, если внутренний диаметр оболочек не превышает 1,5 м и их внутренняя часть не заполняется бетоном, а также если погружение осуществляется без выемки грунта или с частичной неопережающей выемкой — из полости, несущую способность оболочки определяют с учетом сопротивления грунта на внутренней боковой поверхности (при условии, если высота грунта во внутренней части составляет не менее двух диаметров) с помощью формулы

$$F_d = \gamma_c \left(\gamma_{cR} R A + u \sum_{i=1}^n \gamma_{cf} f_i h_i + \gamma_{cd} u_b \sum_{i=1}^n \gamma_{cf} f_i h_{bi} \right), \quad (11.5)$$

где γ_{cd} — дополнительный коэффициент условий работы ($\gamma_{cd} = 1$ для всех грунтов, кроме супесей с показателем текучести $I_L > 0$, глин и суглинков — $I_L > 0,5$, для которых $\gamma_{cd} = 0$); f_i — расчетное сопротивление i -го слоя грунта на наружной и внутренней поверхности, при этом толщину слоев и среднюю глубину расположения слоя в пределах внутреннего грунтового ядра принимают такой же, как и для соответствующих наружных слоев; u_b — внутренний диаметр оболочки; h_{bi} — толщина i -го слоя грунта, соприкасающегося с внутренней боковой поверхностью оболочки, причем при высоте грун-

того ядра более двух диаметров свай-оболочки в расчет вводится высота грунтового ядра — не более двух диаметров. Остальные обозначения те же, что и в формуле (10.6).

Опускные колодцы, прямоугольные в плане, рассчитывают в горизонтальной плоскости как статически неопределимые железобетонные рамы на нагрузки, аналогичные действующим на цилиндрические колодцы. Нож колодца рассчитывают как консольную конструкцию, находящуюся под действием направленной под углом реакции грунта.

Условие возможности погружения колодца под действием собственного веса определяют неравенством

$$G \geq (1,15 - 1,25)T, \quad (11.6)$$

где T — сумма сил трения по боковой поверхности колодцев.

В некоторых случаях при опускании колодцев в грунтовых условиях, когда в верхней зоне основания находятся плотные грунты, может создаться положение, при котором силы трения в верхней части окажутся больше, чем в нижней. Это приведет к зависанию колодца вследствие его заклинивания, поэтому в данном случае необходима проверка стенок колодца на растяжение в сечении, находящемся на расстоянии 0,5...0,65 высоты от нижней части колодца:

$$\sigma = G_n/A \leq R_b A_b + R_s A_s, \quad (11.7)$$

где G_n — вес нижней части колодца; A — площадь кольцевого сечения; R_b и R_s — соответственно расчетные сопротивления бетона и арматуры растяжению; A_b и A_s — площадь бетона и арматуры.

Днище колодца обычно выполняют из монолитного железобетона и рассчитывают как плитную конструкцию, находящуюся под действием реактивного давления грунта и гидростатического давления воды.

Опускные колодцы, погружаемые ниже уровня подземных вод, необходимо рассчитывать против всплытия. Для предотвращения всплытия днище колодца заанкеривают с помощью свай, погружаемых в нижележащие слои грунта, или устройства анкеров (см. рис. 8.6, в).

Основным неудобством при погружении опускного колодца является подводный способ разработки грунта. Сложность контроля и управления этим процессом в случае неполного заполнения ковша грейфера, извлекающего грунт, и трудностей, возникающих при удалении камней, валунов и других крупных включений, привели к необходимости разработки и применения кессонного метода устройства фундаментов.

Способ возведения фундаментов с помощью кессона основывается на отжатии подземных вод из зоны разработки грунта с помощью избыточного давления, создаваемого сжатым воздухом.

Этот способ был впервые предложен и осуществлен в XIX в. В связи с тем что этот способ связан с пребыванием людей при повышенном давлении и использовании дорогого оборудования, в настоящее время его применяют сравнительно редко, обычно в тех случаях, когда имеются препятствия для возведения свайных фундаментов и опускных колодцев.

Кессон представляет собой жесткую коробчатую конструкцию (рис. 11.3, а), имеющую потолок 1 и боковые стенки консоли 2, располагаемые в нижней части фундамента. В рабочую камеру 3 подается сжатый воздух по трубам 5, давление которого назначается таким, чтобы уравновесить давление столба воды высотой H и обеспечить ее отсутствие в рабочей камере. Для сообщения с рабочей камерой, которое необходимо в основном для прохода людей, подачи материалов и оборудования, на шахтной трубе 4 устанавливают шлюзовой аппарат 7. Разработку грунта часто осуществляют гидромонитором 8, а его удаление — с помощью эрлифта 6.

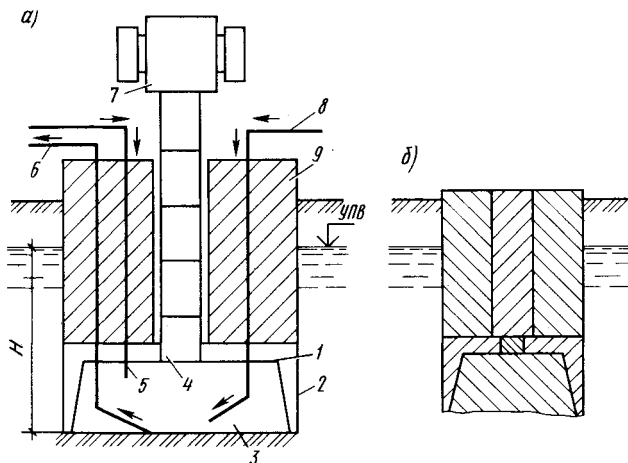


Рис. 11.3. Схема возведения фундамента глубокого заложения кессонным методом

По мере разработки грунта в рабочей камере кессон под действием собственного веса и надкессонной кладки 9 погружается в грунт. Надкессонную кладку наращивают по мере погружения кессона (рис. 11.3, а). По достижении кессона проектной отметки (рис. 11.3, б) рабочую камеру заполняют кладкой или бетонной смесью, шахтные трубы и шлюзовые аппараты снимают, а шахтные колодцы также заполняют кладкой или бетонной смесью.

Продолжительность работы в кессоне строго регламентируется правилами техники безопасности. На выход из шлюзовой камеры требуется значительно больше времени, в течение которого осуще-

ствляется снижение давления до атмосферного, по сравнению со временем входа в рабочую камеру через шлюз. Эти факторы приводят к существенному удорожанию работ по устройству фундаментов. Кроме того, из-за ограничения избыточного давления глубина погружения кессона составляет 35...40 м.

Кессоны выполняют из монолитного или сборного железобетона и рассчитывают на нагрузки, действующие на опускные колодцы совместно с дополнительными: от веса кладки и избыточного давления на стенки рабочей камеры.

11.3. Фундаменты, устраиваемые методом «стена в грунте»

Фундаменты, устраиваемые методом «стена в грунте», стали применять сравнительно недавно. Сущность этого метода заключается в следующем. В грунте под защитой глинистого раствора отрывают глубокую траншею шириной 0,5...0,8 м, а затем с помощью бетонолитной трубы производят бетонирование, причем по мере заполнения траншеи трубу поднимают вверх. Для получения железобетонных фундаментов в траншею предварительно укладывают арматурный каркас. В некоторых случаях применяют сборные железобетонные элементы, имеющие выпуски арматуры. Зазоры после сварки арматуры также бетонируют с помощью бетонолитной трубы.

«Стена в грунте» может служить одновременно креплением стенок котлована, стен подземных этажей и фундаментом.

При устройстве фундаментов глубокого заложения методом «стена в грунте» ее, как правило, доводят до слоев более плотных грунтов, чтобы передать значительные нагрузки как по подошве стены, так и за счет сил трения, возникающих по боковой поверхности фундамента. При выполнении работ необходимо стремиться, чтобы на дне траншеи не образовывался шлам от разработки грунта и не выпадал осадок от раствора бентонитовой глины, так как и то и другое снижает несущую способность фундамента, вызывая дополнительные осадки.

Устойчивость «стена в грунте» обеспечивается с помощью анкеров или распорок. Часто в качестве распорок используют подземные элементы перекрытий (рис. 11.4, а). Для этого фундамент устраивают методом «стена в грунте» по всему периметру здания, внутренние опоры бетонируют аналогично. Затем под первое перекрытие разрабатывают грунт на глубину 2...3 м и устраивают само перекрытие, далее эту же операцию выполняют под второй подземный этаж и т. д. Грунт обычно разрабатывают с помощью бульдозера и удаляют грейфером или ковшами через отверстия, предусмотренные в перекрытиях. По мере разработки грунта устраивают новые перекрытия, служащие распорками. Таким образом возводится вся подземная часть здания.

Возможную глубину отрывки траншеи определяют расчетом

в зависимости от свойств грунта на строительной площадке и особенностей его пространственной работы в данных конкретных условиях. Устойчивость стенок траншей при возведении фундаментов глубокого заложения методом «стена в грунте» обеспечивается противодействием раствора бентонитовой глины.

В некоторых случаях фундамент глубокого заложения, устраиваемый методом «стена в грунте», формируют с помощью бурения и заполнения бетоном секущихся скважин, получаемых следующим образом. Под защитой раствора бентонитовой глины бурят сначала две скважины с шагом, равным полутора диаметрам (рис. 11.4, б). Затем их заполняют бетонной смесью и после начала схватывания бетона, но до набора им значительной прочности, бурят третью скважину между ними с последующим заполнением бетонной смесью и т. д. до тех пор, пока пересекающиеся скважины постепенно не образуют стену требуемой длины и глубины.

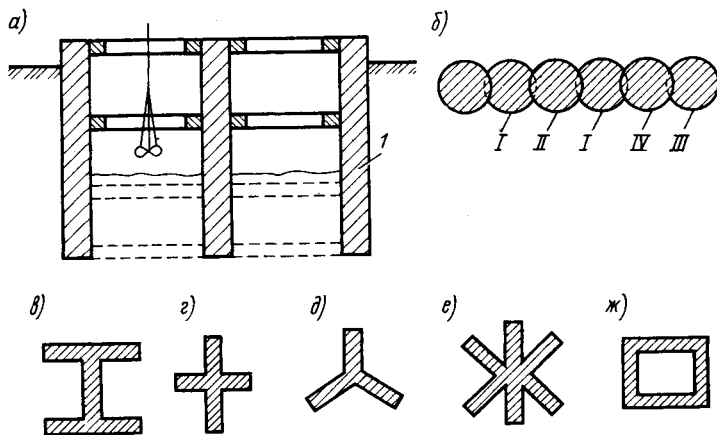


Рис. 11.4. Фундаменты, устраиваемые методом «стена в грунте»: 1 — «стена в грунте»; I — IV — скважины бурения соответствующих очередей

В некоторых случаях глубокие опоры выполняют в виде набивных столбов методом «стена в грунте». Для этого устраивают несколько коротких, но глубоких траншей, которые могут образовывать в плане двутавр (рис. 11.4, б), крест (рис. 11.4, г), трилистник (рис. 11.4, д), звезду (рис. 11.4, е) или замкнутый прямоугольник (рис. 11.4, ж). После заполнения траншей бетоном и установки арматурных каркасов в верхних участках опор такие фундаменты можно стыковать с надземными конструкциями зданий и сооружений.

Глубокие опоры и фундаменты, выполняемые методом «стена в грунте», могут выдерживать сжимающие и горизонтальные нагрузки, а также изгибающие моменты большой интенсивности.

Несущую способность подобных конструкций обычно определяют как несущую способность свай при соответствующих методах изготовления или погружения.

11.4. Основы расчета фундаментов глубокого заложения

При устройстве фундаментов глубокого заложения методом опускного колодца, кессона и «стена в грунте» необходимо учитывать возможность разуплотнения грунта вследствие его частичного разгрузки. Разуплотнение будет тем более интенсивным, чем больше глубина разработки грунта, поэтому для предотвращения неравномерных осадок разуплотнения необходимо стремиться к максимальному сокращению времени между вскрытием грунта основания и началом бетонирования фундамента.

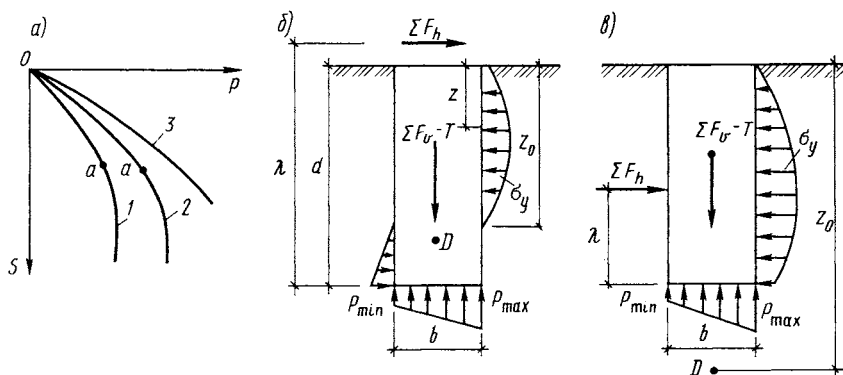


Рис. 11.5. Схема работы фундамента глубокого заложения в грунте основания: *a* — зависимость осадки от давления: 1 — для фундамента, возводимого в открытом котловане; 2 — то же, свайного; 3 — то же, глубокого заложения; *b* — при расположении центра вращения *D* в пределах высоты фундамента; *ε* — то же, ниже подошвы фундамента

При использовании фундамента глубокого заложения график зависимости осадки от давления имеет ярко выраженный нелинейный характер (кривая 3 на рис. 11.5, *a*). Причем эта зависимость характеризуется отсутствием точки перелома *a*, характерной для фундамента неглубокого заложения (кривая 1) и забивной сваи трения (кривая 2). Вторым отличием работы фундамента глубокого заложения от работы других типов фундаментов является значительно меньшая абсолютная осадка даже при значительной нагрузке, передаваемой на грунты основания. Последнее объясняется тем, что под подошвой фундамента глубокого заложения залегают слои более плотного грунта и отсутствует возможность выпора грунта на поверхность.

Расчет фундаментов глубокого заложения выполняют в соответ-

ствии с первой и второй группами предельных состояний, однако при этом необходимо привлечение методов нелинейной механики грунтов, которые существенно усложняют расчет.

В случаях, когда действующими строительными нормами разрешается производить расчет по сопротивлению грунта основания, он выполняется известными методами определения осадок с учетом влияния сил трения, развивающихся по боковой поверхности фундамента. В этом случае среднее давление по подошве фундамента

$$p = \frac{\Sigma F_v - T}{A}, \quad (11.8)$$

где ΣF_v — сумма вертикальных нагрузок в уровне подошвы фундамента; A — площадь подошвы фундамента; T — сила трения по боковой поверхности фундамента

$$T = \tau u (d - 2,5), \quad (11.9)$$

здесь τ — средняя удельная сила трения на 1 м^2 боковой поверхности (обычно осредненно принимают $\tau = 20 \dots 30 \text{ кН/м}^2$); u — периметр горизонтального сечения фундамента; d — глубина заложения фундамента ($2,5 \text{ м}$ вычитается потому, что трение изменяется от 0 до τ с поверхности земли до глубины 5 м).

В общем случае на фундамент глубокого заложения будут действовать вертикальные, горизонтальные силы и момент. Под действием этих нагрузок фундамент может повернуться относительно некоторой точки D (рис. 11.5, б, в). Повороту фундамента будет препятствовать не только сопротивление грунта под подошвой, но и по его боковой поверхности. В расчетной схеме все вертикальные нагрузки приводят к равнодействующей $\Sigma F_v - T$, приложенной центрально в плоскости подошвы, а горизонтальные силы и момент — к равнодействующей горизонтальной силе ΣF_h , приложенной на расстоянии λ от подошвы фундамента.

Расположение центра вращения D может быть разным. При относительно высоком расположении равнодействующей горизонтальной силы ΣF_h центр вращения будет находиться в нижней части фундамента (рис. 11.5, б). При действии этой силы в пределах средней части высоты фундамента точка D будет располагаться ниже подошвы фундамента (рис. 11.5, в).

В результате поворота фундамента относительно центра вращения по боковым поверхностям возникнут усилия реактивного давления, эпюры которых показаны на рис. 11.5. Податливость грунта в горизонтальном направлении оценивают коэффициентом C_y , линейно возрастающим с глубиной:

$$C_y = mz, \quad (11.10)$$

где m — коэффициент постели в горизонтальном направлении на

глубине, равной 1 м, в отличие от коэффициента K_s , учитывающего податливость грунта в вертикальном направлении (см. § 7.1).

Выбор расчетной схемы системы фундамент — грунт зависит от соотношения жесткостей основания и фундамента, которое характеризуется коэффициентом деформации, определяемым из выражения

$$\alpha = \sqrt[3]{ml/(EI)}, \quad (11.11)$$

где l — размер фундамента, перпендикулярный плоскости действия момента; EI — жесткость фундамента на изгиб.

При $\alpha d \leq 2,5$ считается, что фундамент обладает большой жесткостью.

Горизонтальное реактивное давление, возникающее по боковым граням жесткого фундамента, определяют по формуле:

$$\sigma_y = \frac{6\Sigma F_h}{kd} z(z_0 - z), \quad (11.12)$$

где

$$k = (\beta l d^3 + 18bW)/[2\beta(3\lambda - d)]; \quad (11.13)$$

$$z_0 = [\beta l d^2(4\lambda - d) + 6bW]/[2\beta l d(3\lambda - d)], \quad (11.14)$$

$\beta = md/k_s$ — отношение коэффициента постели в горизонтальном направлении на глубине d к коэффициенту постели в вертикальном направлении; W — момент сопротивления площади подошвы фундамента. Остальные обозначения приведены на рис. 11.5.

Считается, что устойчивость фундамента в грунте обеспечена, если горизонтальное реактивное давление при $z = d$ и $z = d/3$ меньше сопротивления грунта в этих точках, принимаемого равным разности пассивного и активного давления грунта.

В формуле (11.12) не учтено трение по подошве фундамента и его боковым граням, а также возможность образования областей сдвига в верхней части фундамента (эти факторы идут в запас устойчивости).

Краевые напряжения по подошве фундамента

$$p_{\max/\min} = \frac{\Sigma F_v - T}{A} \pm \frac{3b\Sigma F_h}{k\beta}. \quad (11.15)$$

Изгибающий момент в сечении фундамента на глубине z

$$M_z = \Sigma F_h \{ \lambda - d + z [1 - iz^2(2z_0 - z)/(2kd)] \}. \quad (11.16)$$

Угол поворота (крен) жесткого фундамента

$$i = 6\Sigma F_h/(kmd). \quad (11.17)$$

При расчетах относительно гибких фундаментов для определения реактивных напряжений и угла поворота следует учитывать изгибные деформации самого фундамента.

Контрольные вопросы к разделу III

1. Дайте определение свай и перечислите основные элементы свайного фундамента.
2. Приведите классификацию свай и свайных фундаментов.
3. Какие материалы применяют для изготовления свай? Их преимущества и недостатки.
4. Назовите типы свай, наиболее широко применяемых в современном строительстве, и опишите их конструкции.
5. Дайте классификацию свай, изготавливаемых в грунтах оснований.
6. Назовите явления, происходящие при забивке свай. Как эти явления проявляются в различных видах грунтов?
7. От каких факторов зависит несущая способность свай и как определяют несущую способность свай по грунту и материалу?
8. Как определяют несущую способность по грунту свай трения в практическом, динамическом методах, методе статического зондирования и методе испытания свай статической нагрузкой?
9. Как определяют несущую способность свай с учетом отрицательного трения?
10. Как рассчитывают свай на совместное действие горизонтальных, вертикальных нагрузок и моментов?
11. Чем отличается работа одиночной свай от работы свай в кусте?
12. Как рассчитываются свайные фундаменты по первой и второй группам предельных состояний?
13. Какова последовательность проектирования свайных фундаментов?
14. Как рассчитывают центрально и внецентренно нагруженные свайные фундаменты?
15. В каких случаях применяют фундаменты глубокого заложения?
16. Перечислите основные типы фундаментов глубокого заложения.
17. Опишите конструкции опускных колодцев, применяемых в современном строительстве, и последовательность работ при их погружении.
18. На какие нагрузки ведут расчет опускного колодца и каким образом можно получить значения расчетных усилий в элементах конструкции колодцев?
19. В чем сущность возведения фундаментов глубокого заложения методом «стена в грунте»?
20. Перечислите последовательность работ при возведении фундаментов методом «стена в грунте».
21. Как рассчитывают фундамент глубокого заложения на совместное действие вертикальных, горизонтальных нагрузок и моментов?

РАЗДЕЛ IV

ФУНДАМЕНТЫ В ОСОБЫХ УСЛОВИЯХ

ГЛАВА 12

МЕТОДЫ ИСКУССТВЕННОГО УЛУЧШЕНИЯ РАБОТЫ И СВОЙСТВ ОСНОВАНИЙ

12.1. Общие сведения

Учитывая рациональные условия землепользования, для строительства объектов следует использовать территории, которые по каким-либо причинам непригодны для сельского хозяйства, в частности заболоченные территории, имеющие сложный рельеф — овраги, балки, а также насыпные грунты отвалов производства и др. Строительные площадки в этих условиях оказываются сложенными, как правило, из слабых грунтов, использование которых в условиях природного залегания приводит к развитию значительных неравномерных осадок фундаментов зданий, а иногда и потере устойчивости грунтов оснований. В таких случаях даже применение свайных фундаментов не всегда приводит к уменьшению неравномерностей осадок и увеличению несущей способности основания, поэтому в данном случае наиболее целесообразным оказывается искусственное улучшение работы и физико-механических свойств грунтов оснований.

К конструктивным методам улучшения работы грунтов оснований относятся устройство грунтовых подушек, шпунтового ограждения, использование боковых пригрузок и армирование грунта.

Уплотнение грунтов осуществляют с помощью поверхностного и глубинного уплотнения (причем последнее выполняют путем вибрирования, применения камуфлетных взрывов, устройства грунтовых и песчаных свай), а также статической нагрузкой с использованием вертикальных дрен и искусственного водопонижения.

Для закрепления грунтов применяют химические, электрохимические и термические методы, цементацию, смолизацию, битуминизацию и глинизацию. Иногда после закрепления слабые грунты оснований превращаются в прочную полускальную породу, несущая способность которой в десятки раз выше первоначальной.

Выбор метода улучшения работы и свойств оснований зависит от особенностей напластования грунтов и их свойств, нагрузок,

действующих на фундамент, а также конструктивных особенностей зданий и сооружений.

12.2. Конструктивные методы улучшения работы грунтов оснований

Одним из наиболее широко распространенных методов улучшения работы грунтов в основании сооружений является *устройство грунтовых подушек*. Для этого прибегают к замене слабого грунта непосредственно под подошвой фундамента малосжимаемым грунтом с относительно высоким сопротивлением сдвигу, улучшая тем самым работу грунта основания. Замена грунта осуществляется устройством под фундаментами подушек из песка, гравия, щебня, связного грунта, шлака, отходов различных производств и др. (рис. 12.1). К грунтам, используемым в качестве подушек, предъявляются требования удобоукладываемости с заданной плотностью, относительно высокого сопротивления сдвигу и устойчивости скелета грунта при увлажнении и движении подземных вод. Применение подушки способствует выравниванию возможных неравномерностей осадок, а также уменьшению глубины заложения фундамента.

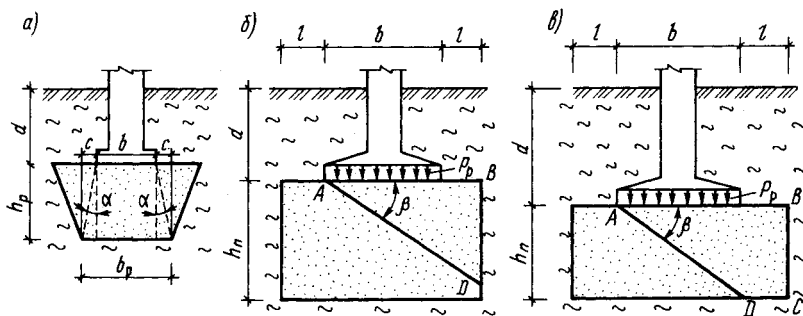


Рис. 12.1. Расчетные схемы фундаментов на песчаных подушках, заменяющих слабые грунты

Песок при устройстве подушек уплотняют послойно или сразу в пределах полной высоты в зависимости от типа уплотняющих механизмов, в частности применяют механические трамбовки, катки, вибраторы и др. Песок в подушке должен быть обязательно уплотнен, так как в рыхлом состоянии возможна его дополнительная осадка. Запрещается укладка в подушке смерзшегося песка, не поддающегося уплотнению.

Песчаные подушки не следует применять при возможности образования суффозии, а также при устройстве фундамента в зоне промерзания и высокоом уровне подземных вод, которые могут вызвать

возможное затопление подушки, что приведет к пучению при промерзании.

Толщину подушки назначают, исходя из предположения, что давление, передаваемое на подстилающий слой, не превышает расчетного сопротивления R_z этого грунта (см. § 4.4), т. е. должно обеспечиваться выполнение условия (4.13). Если это условие не выполняется, необходимо увеличение высоты подушки или размеров подошвы фундамента.

Из опыта строительства известно, что устойчивость подушки обеспечивается, если угол распределения давления находится в пределах $\alpha = 30 \dots 45^\circ$ (рис. 12.1, а), тогда ширина подушки

$$b_p = b + 2h_p \cdot \operatorname{tg} \alpha, \quad (12.1)$$

где b — ширина подошвы фундамента; h_p — высота подушки; α — угол распределения давления.

Более экономичное решение подушки, при котором требуются меньший объем котлованных земляных работ и меньшие размеры подушки, можно получить с помощью метода Б. И. Далматова, который предложил определять ее размеры на основании устойчивости песчаной призмы ABD (рис. 12.1, б) — случай 1 или $ABCD$ — случай 2 (рис. 12.1, в). При расчетах учитывают силы трения песка по поверхности скольжения AD , зависящие от угла внутреннего трения песка φ_1 , а также силы активного давления грунта на вертикальную стенку призмы скольжения, которые принимаются равными гидростатическому давлению от собственного веса слабого грунта. Кроме того, для случая 2 учитывают и силы трения о подстилающий грунт на участке DC . Обычно расчет проводят для случая 1, задаваясь размерами подушки и несколькими положениями поверхностей скольжения AD (углами β), с помощью последовательных приближений находят наименьшее давление по подошве подушки, соответствующее условиям предельного равновесия:

$$p_p = \frac{\gamma y^2}{2b} \operatorname{tg} \beta \left[\frac{y \operatorname{tg} \beta + 2d}{y \operatorname{tg}(\beta + \varphi_1)} - \frac{2dl}{y^2 \operatorname{tg}^2 \beta} - \frac{\gamma_p}{\gamma} \right], \quad (12.2)$$

где γ и γ_p — соответственно удельный вес грунта и материала подушки; φ_1 — расчетное значение угла внутреннего трения песка;

$$y = b + l. \quad (12.3)$$

Остальные обозначения приведены на рис. 12.1.

Среднее давление по подошве фундамента, располагаемого на песчаной подушке, $p = N_1/A$ (N_1 — расчетная нагрузка по первой группе предельных состояний; A — площадь подошвы фундамента) должно удовлетворять условию

$$p \leq p_p / \gamma_s, \quad (12.4)$$

где $\gamma_s = 1, 1 \dots 1, 3$ — коэффициент надежности по грунту подушки.

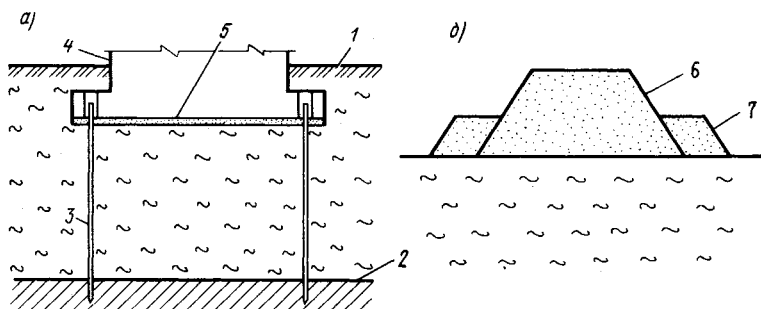


Рис. 12.2. Укрепление слабых грунтов основания:
 а — шпунтовым ограждением; б — с использованием грунтовой пригрузки

Если условие (12.4) не выполняется, увеличивают размер подушки и повторяют расчет.

Прекращение заканчивают расчетом деформаций. Если осадки превысят предельно допустимые, увеличивают размеры подушки или подошвы фундамента.

При значительной стоимости подушек из песка и отсутствии подземных вод допускается применение местных связных грунтов супесей, суглинков и глин, к которым предъявляются требования удобоукладываемости и тщательного контроля за однородностью состава и степени уплотнения.

В некоторых случаях для улучшения работы слабых грунтов основания используют *шпунтовые ограждения и боковые пригрузки*. Шпунтовое ограждение в основном применяют для предотвращения выпирания грунта в стороны из-под подошвы фундамента (рис. 12.2, а). В данном случае через всю толщу слабых грунтов 1 в относительно плотный грунт 2 забивают шпунт 3 с одновременной заделкой его в фундаментную плиту 4 с устройством дренирующей песчаной подсыпки 5 для облегчения оттока воды. Такое решение применяют под зданиями, в которых возможны значительные осадки.

Для исключения выпирания грунта из-под подошвы малочувствительного к неравномерностям осадок сооружения на поверхность грунта в пределах возможной призмы выпирания в некоторых случаях прикладывают дополнительную нагрузку от искусственной подсыпки. Такой метод используют чаще всего при устройстве насыпей 6 (рис. 12.2, б). Использование пригрузок 7 из искусственно отсыпанного грунта может существенно повысить несущую способность основания за счет повышения его устойчивости.

12.3. Методы уплотнения грунтов оснований

В практике современного строительства для улучшения работы и свойств грунтов оснований часто применяют уплотнение грунтов. Используют следующие методы уплотнения: поверхностное; глу-

бинное динамическими воздействиями; устройство грунтовых свай; статической нагрузкой; с помощью искусственного водопонижения.

Поверхностное уплотнение используют для устройства песчаных и грунтовых подушек, устранения просадочности макропористых и рыхлых песчаных грунтов, а также свежеложенных связных и насыпных грунтов при степени влажности $S_r < 0,7$.

Поверхностное уплотнение осуществляют тяжелыми трамбовками массой от 1 до 10 т (рис. 12.3, а), подъем и сбрасывание которых производят с помощью крана с высоты 4...8 м и более.

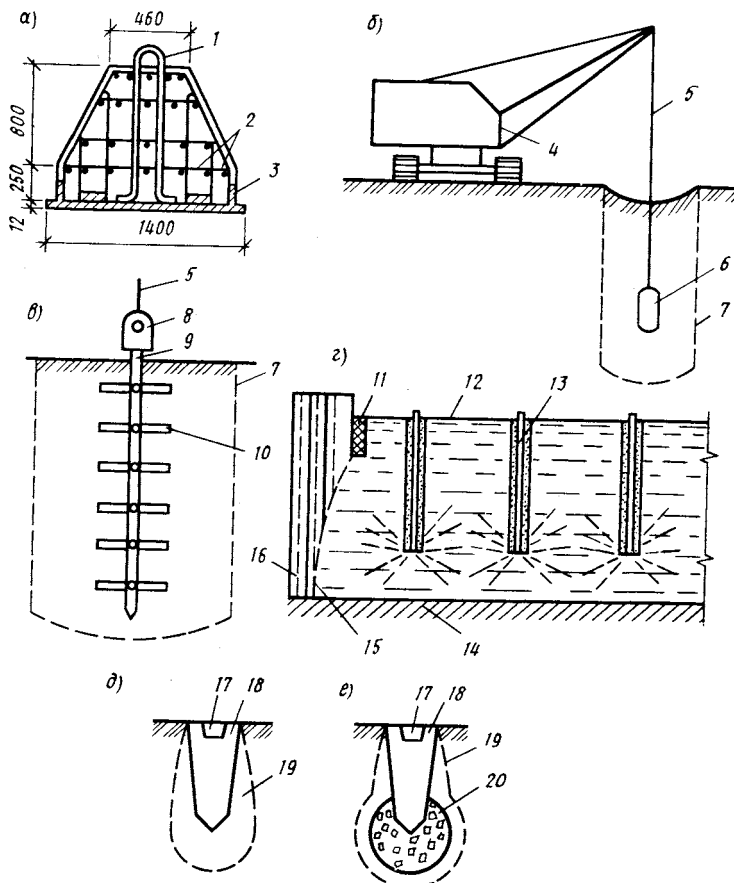


Рис. 12.3. Схемы уплотнения грунтов:

1 — петля для подъема; 2 — арматурный каркас; 3 — стальное окаймляющее кольцо; 4 — подъемный механизм; 5 — трос; 6 — вибратор; 7 — граница уплотнения; 8 — вибропогрузитель; 9 — стержень из трубы; 10 — приваренные металлические планки; 11 — контурная траншея; 12 — поверхность уплотняемого грунта; 13 — сваи; 14 — непросадочный грунт; 15 — граница зоны уплотнения; 16 — неуплотняемый грунт; 17 — стакан; 18 — фундамент; 19 — уплотненный грунт; 20 — щебень

Применяют и другие механизмы для поверхностного уплотнения грунтов, в частности пневматические трамбовки, различного типа катки и виброплиты. Глубина уплотняемого грунта h , м, ниже дна котлована в зависимости от типа применяемых механизмов приведена ниже.

Пневматические трамбовки	0,1...0,2
Катки гладкие	0,1...0,25
« кулачковые	0,2...0,35
Виброкатки	0,4...1,2
Катки с падающими грузами массой 0,8—1,7 т	1,0...1,5
Виброплиты	0,2...0,6
Молот двойного действия массой 2,2 т на металлической плите (поддоне)	1,2...1,4
Тяжелые трамбовки массой, т:	
2...3	1,5...2,0
4,5...5	2,5...3,0
10	5,5...6,0

Уплотнение грунтов выполняют до плотности сложения, при которой они приобретают деформативность, не выше заданной в проекте, и требуемую прочность.

Уплотнение грунтов с помощью трамбровок ведут до тех пор, пока поверхность грунта при каждом последующем падении не будет опускаться на одну и ту же величину, называемую «отказом». Размер отказа ориентировочно принимают равным для пылеватоглинистых грунтов 1...1,5 см, песчаных — 0,5..1 см. Отказ достигается после 8...12 ударов по одному следу. Режим уплотнения устанавливается экспериментально в зависимости от грунтовых условий на строительной площадке.

Если грунт не обладает оптимальной влажностью для уплотнения, то грунт основания доувлажняют с помощью подачи дополнительного количества воды в котлован, а к уплотнению приступают через 12...24 ч после проникновения влаги в грунт. Контроль за состоянием грунтов до, во время и после уплотнения осуществляют с помощью отбора образцов или зондирования.

Оптимальная влажность

$$w_{\text{opt}} = w_p + \Delta w, \quad (12.5)$$

где w_p — влажность на границе пластичности (раскатывания); $\Delta w = 0,01...0,03$ — изменение влажности.

Масса воды, необходимая для увлажнения,

$$m = \rho_d (w_{\text{opt}} - w) h A, \quad (12.6)$$

где ρ_d — плотность скелета грунта природного сложения; h — глубина уплотняемого слоя; A — площадь замачиваемого дна котлована.

Ориентировочное значение понижения дна котлована при уплотнении грунтов

$$\Delta h = [(e - e_0)h]/(1 + e), \quad (12.7)$$

где e — коэффициент пористости грунта природного сложения; e_0 — среднее значение коэффициента пористости уплотненного грунта

$$e_0 = (e_{\min} + e_h)/2, \quad (12.8)$$

здесь e_{\min} — минимальное значение коэффициента пористости у поверхности слоя уплотненного грунта; e_h — коэффициент пористости на глубине h .

Приближенные значения $e_{\text{уп}}$ и $e_{\text{пр}}$

$$e_{\text{уп}} = (w_{\text{опт}} \rho_s) / \rho_w; \quad e_{\text{пр}} = \rho_s / (\rho_d - 1), \quad (12.9)$$

где $w_{\text{опт}}$ — оптимальная влажность; ρ_s , ρ_d , ρ_w — соответственно плотность твердых частиц, скелета (сухого) грунта на нижней границе уплотненного слоя и плотность воды.

Разработка котлована осуществляется на глубину с недобором до ожидаемого понижения поверхности грунта при его уплотнении. Если уплотнение не удается выполнить на требуемую глубину, используют послойную укладку с уплотнением каждого слоя грунта.

При уплотнении грунтов катками значение оптимальной влажности назначают по формуле (12.5), а количество требуемой массы воды для уплотнения и ориентировочное понижение дна котлована — по формулам (12.6), (12.7).

Поверхностное виброуплотнение осуществляют виброкатками, самоходными вибротрамбовками и виброплитами, масса которых колеблется в пределах 0,25...20 т при частоте колебаний от 600 до 3000 в минуту. Этот способ применяют при послойной укладке в основном несвязных грунтов при устройстве песчаных подушек, оснований под полы и оборудование.

В условиях строительства тяжелые трамбовки стали использовать для устройства столбчатых фундаментов в вытрамбованных котлованах, которые применяют в основном под относительно легкие каркасные здания, возводимые на просадочных, насыщенных и связных грунтах со степенью влажности $S_r < 0,7$ и нагрузках на фундаменты до 3 МН.

Вытрамбовывание котлованов осуществляют с помощью специального навесного оборудования, устанавливаемого на кранах и экскаваторах. В результате вытрамбовывания получают круглые или прямоугольные в плане котлованы под отдельные фундаменты требуемой глубины, в которые укладывают монолитный бетон с устройством стакана или подколонника.

Применение такого способа устройства фундаментов обеспечивает плотное примыкание стенок и подошвы фундамента к грунту, исключает обратную засыпку пазух и увеличивает несущую способность за счет участия в работе уплотненного грунта как по подошве фундамента, так и по его боковой поверхности (рис. 12.3, д).

В некоторых случаях при использовании слабых грунтов в котлован подается щебень, который при вытрамбовывании образует уширение, тем самым повышая несущую способность основания в 1,5...3 раза, в зависимости от количества втрамбованного щебня (рис. 12.3, е).

Использование фундаментов в вытрамбованных котлованах приводит к сокращению трудозатрат в 3...5 раз, объема земляных работ до 100%, расхода бетона и арматуры до 50% и объема опалубочных работ до 100%. При этом удельное сопротивление грунтов увеличивается в 5...10 раз, а модуль деформации — в 2...5 раз. Общее снижение стоимости работ при устройстве фундаментов с помощью данного метода достигает 50...60%.

Для уплотнения песчаных грунтов значительной мощности применяют *глубинное уплотнение динамическими воздействиями*. Виброуплотнение производят двумя способами: вибраторами (рис. 12.3, б) или погружением в грунт стержня, прикрепленного к вибропогружателю (рис. 12.3, в). Колебательное движение, передаваясь окружающему грунту, вызывает его постепенное уплотнение. Если в основании имеются ненасыщенные водой пески, то к зоне вибрирования подается вода.

Вибраторы обычно применяют для уплотнения грунтов глубиной от 1 до 10 м. Для уплотнения грунтов на глубине 5...20 м используют вибропогружатели, которые крепят к трубчатому стержню с приваренными к нему горизонтальными планками (рис. 12.3, в). Для ускорения работ при виброуплотнении иногда применяют вибраторы, закрепленные на специальной металлической раме, которая поднимается и опускается с помощью подъемного крана. Вибрацией уплотняют все виды песчаных грунтов.

С помощью взрывов уплотняют и основания, сложенные просадочными лёссовыми грунтами. Для этого площадку строительства окружают контурной насыпью по периметру предполагаемого котлована и замачивают грунт, подавая воду в предварительно пробуренные фильтрующие или совмещенные скважины. Далее в эти скважины устанавливают заряды в трубках и производят взрывы, следующие один за другим с интервалом в несколько секунд (рис. 12.3, г). Грунт, уплотненный таким образом, в результате замачивания и глубинных взрывов теряет просадочные свойства и может быть использован в качестве основания даже для строительства тяжелых зданий и сооружений. При использовании данного метода плохо уплотняется поверхностный слой грунта толщиной 2...3 м, который доуплотняют с помощью тяжелых трамбовок или подводными взрывами.

Глубинное уплотнение грунта с помощью *песчаных и грунтовых свай* используют чаще всего в макропористых просадочных грунтах, рыхлых пылеватых и мелких песках, а также слабых сильно сжимаемых заторфованных грунтах. Для грунтовых свай чаще всего применяют местный связной грунт. Этот тип свай используют для уп-

лотнения только макропористых просадочных грунтов. Для остальных типов грунтов применяют песчаные сваи, которые изготавливают с помощью инвентарных труб с раскрывающимся башмаком (рис. 12.4, а). Инвентарные трубы погружают в грунт с помощью забивки или вибрирования. По достижении требуемой отметки в трубу послойно укладывают песок с последующей его трамбовкой и постепенно извлекают инвентарную трубу (рис. 12.4, б, в). При включенном вибраторе трубу извлекают, тем самым уплотняя песок.

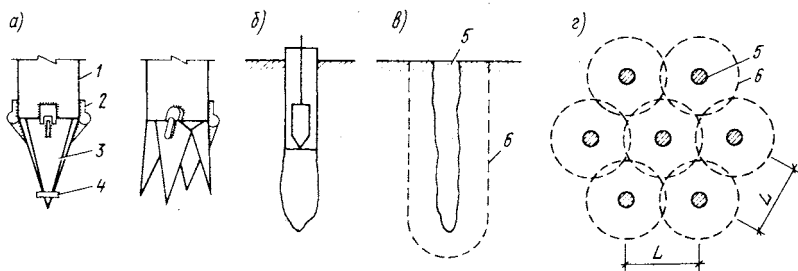


Рис. 12.4. Уплотнение грунта песчаными сваями:

а — конструкция раскрывающегося башмака; б — изготовление песчаной сваи; в, г — размещение свай; 1 — инвентарная труба; 2 — шарнир; 3 — раскрывающиеся створки; 4 — термое кольцо; 5 — песчаная свая; 6 — граница зоны уплотнения

Сваи размещают, как правило, в шахматном порядке и вершинах равносторонних треугольников (рис. 12.4, г).

Грунтовые сваи в лёссовых просадочных грунтах, которые способны удерживать вертикальные стенки без обрушения, сооружают с помощью инвентарного сердечника, который при забивке дополнительно уплотняет окружающий грунт. После забивки сердечник извлекают и в полученную скважину укладывают грунт с последующим послойным трамбованием.

Расстояние между скважинами устанавливают из условия, чтобы грунт во всем массиве приобрел проектную плотность:

$$L = 0,952d \sqrt{(e - e_0)/(1 + e)}, \quad (12.10)$$

где d — диаметр свай; e — коэффициент пористости грунта природного залегания; e_0 — коэффициент пористости грунта после уплотнения.

Требуемое количество свай

$$n = \Omega A_0 / A_p, \quad (12.11)$$

где

$$\Omega = (e - e_0)/(1 + e); \quad (12.12)$$

$$A_0 = 1,4b(l + 0,4b), \quad (12.13)$$

здесь b и l — размеры фундамента в плане; A , — площадь поперечного сечения сваи.

Для уплотнения насыщенных водой заторфованных песков и слабых насыщенных водой пылевато-глинистых грунтов используют известковые сваи, устанавливаемые с помощью инвентарных труб, в которые засыпают гашеную известь. Гашение извести происходит в результате воздействия воды, находящейся в грунте. В процессе гашения известь, увеличиваясь в объеме, уплотняет окружающий грунт.

Поверхностное и глубинное уплотнение, а также уплотнение с помощью песчаных свай выполняют не только непосредственно под подошвой возводимого фундамента, но и на участках, прилегающих к зонам наибольшего давления. Ширина уплотняемого участка вокруг контура подошвы должна находиться на расстоянии $0,2b$ от грани подошвы, где b — ширина фундамента.

В тех случаях, когда с помощью вышеперечисленных способов невозможно добиться требуемого уплотнения грунтов, прибегают к *уплотнению грунтов основания статической нагрузкой в виде насыпи*. Этим способом улучшают грунты, обладающие малой водопроницаемостью, уплотнение которых связано с выдавливанием воды из пор. К такому типу грунтов относят слабые, насыщенные водой пылевато-глинистые грунты (очень пористые глины и суглинки в текучем и текучепластичном состоянии, илы и торфы).

Насыпь выполняют на поверхности грунта. Давление от нее должно несколько превышать давление от веса будущего сооружения. Чтобы исключить потерю устойчивости слабых грунтов основания, насыпь отсыпается послойно, тем самым обеспечивается равномерное возрастание нагрузки. Предварительно во всей толще основания для ускорения процесса уплотнения устраивают вертикальные дрены (рис. 12.5, а). Вертикальные дрены выполняют аналогично песчаным сваям, располагаемым на расстоянии 2...4 м друг от друга, либо из пластмассовой ленты в бумажном кожухе (рис. 12.5, б). Ленту пропускают через металлический кожух и закрепляют в его нижней части, затем с помощью специального агрегата кожух с заправленной лентой вдавливают в грунт до глубины, на которой выполняется дренирование. Далее кожух извлекают из грунта, оставляя ленту в грунте, которую над поверхностью обрезают и засыпают песком, образующим пластовый дренаж.

Слабые пылевато-глинистые грунты уплотняют с помощью *искусственного водопонижения*. Водопонижение осуществляется иглофильтрационными установками с использованием электроосмоса по методике, изложенной в § 8.3.

Искусственное водопонижение вызывает снятие взвешивающего действия воды в соответствии с законом Архимеда, равноценное воздействию внешней нагрузки, что приводит к образованию дополнительных напряжений в скелете грунта. Таким образом, пыле-

вато-глинистый грунт уплотняется в результате понижения уровня подземных вод и увеличения напряжений, а также уменьшения влажности за счет поступления поровой воды к катодам. При использовании электроосмотического водопонижения грунты основания уплотняются достаточно быстро с дополнительным увеличением прочности, т. е. одновременно происходит и его закрепление.

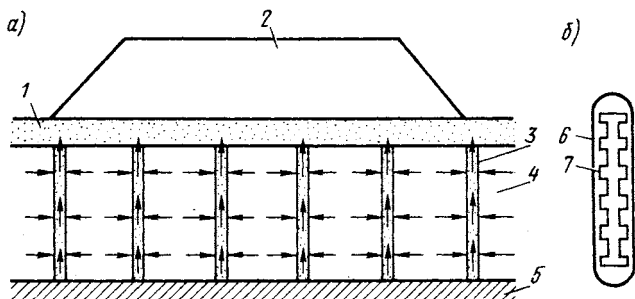


Рис. 12.5. Уплотнение грунта статической нагрузкой:
 1 — пластовый дренаж; 2 — насыпной грунт; 3 — вертикальные дрены (стрелки показывают направления оттока воды); 4 — слабый грунт; 5 — плотный грунт; 6 — бумажный кожух; 7 — пластмассовая лента

При использовании водопонижения при пологой депрессионной кривой уровень грунтовых вод может понижаться на большой площади, вызывая уплотнение грунтов далеко за пределами предполагаемой территории застройки, что может привести к нежелательным дополнительным осадкам уже существующих зданий и подземных коммуникаций. Поэтому в условиях городского строительства этим методом следует пользоваться только после соответствующего обоснования или применять шпунтовое ограждение уплотняемой зоны.

12.4. Закрепление грунтов оснований

Закрепление грунтов основывается на существенном изменении их физико-механических свойств без изменения положения твердых частиц, входящих в состав грунтов, в отличие от уплотнения, при котором частицы, сближаясь, образуют более плотную укладку, уменьшая деформативность и увеличивая несущую способность.

Изменение физико-механических свойств достигается с помощью использования вяжущих материалов, которые устанавливают новые более прочные связи между частицами грунта. В некоторых случаях при использовании большого количества вяжущих материалов грунты основания превращаются в плотную полускальную породу.

Закреплению поддаются относительно хорошо фильтрующие грунты, поскольку оно связано с внедрением в поры вяжущих материалов. Способ закрепления выбирают в зависимости от грунтовых условий района строительства, а также производственных возможностей его выполнения.

Для закрепления песков и макропористых грунтов в практике современного градостроительства применяют силикатизацию. В зависимости от грунтовых условий используют два метода силикатизации — двухрастворный и однорастворный.

Двухрастворный метод силикатизации основывается на образовании, в результате взаимодействия растворов силиката натрия и хлористого кальция, геля кремниевой кислоты, который является вяжущим материалом. Данный метод применяют для закрепления песков средней крупности и крупных с коэффициентом фильтрации $k_f = 2 \dots 80$ м/сут.

При закреплении в грунт последовательно нагнетаются с помощью иньекторов упомянутые выше растворы. Иньектор представляет собой перфорированную трубу длиной 1 м с наконечником (рис. 12.6, а), который погружается в грунт забивкой или вибрированием, причем в грунт сначала нагнетается раствор силиката натрия. При необходимости получения закрепленного массива грунта толщиной более 1 м иньектор погружают еще на 1 м и вновь закрепляют грунт. Повторяя такие заходки сверху вниз, достигают требуемой глубины закрепления, затем через этот же иньектор подают раствор хлористого кальция и, последовательно поднимая иньектор на 1 м заходками снизу вверх, укрепляют столб грунта радиусом 0,3...1,0 м (рис. 12.6, б). Для закрепления массива грунта иньекторы

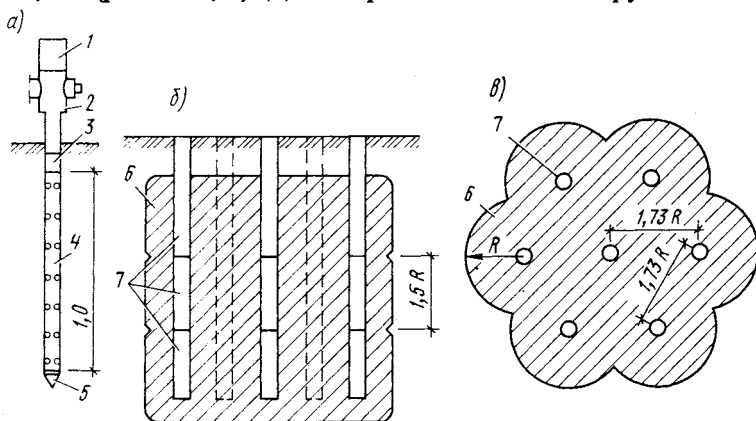


Рис. 12.6. Схема закрепления грунтов:

а — иньектор для закрепления; б — размещение иньекторов при трех заходках; в — размещение иньекторов в плане; 1 — оголовок для забивки; 2 — соединительный тройник; 3 — муфта для соединения; 4 — перфорированная труба; 5 — наконечник; б — зона закрепления грунта; 7 — положения иньектора

располагают в шахматном порядке с расстоянием между рядами 1,5R, а между соседними инъекторами 1,73R (рис. 12.6, в). На рис. 12.6, б показано закрепление грунта тремя заходками. Закрепленный таким образом грунт имеет кубиковую прочность 1,5...3,5 МПа.

При закреплении слабо фильтрующих грунтов, каковыми являются пески пылеватые и мелкие, а также лёссовые грунты, используют метод *однорастворной силикатизации*.

В песчаные грунты, имеющие коэффициент фильтрации $k_f = 0,3...5$ м/сут, с помощью инъектора нагнетается сложный раствор, состоящий из фосфорной кислоты и силиката натрия или серной кислоты, силиката натрия и сернокислого алюминия. Эти вещества, медленно вступая в реакцию, позволяют получить время, затрачиваемое на закрепление основания. Кубиковая прочность грунта в однорастворном методе через 28 сут составляет 0,4...0,5 МПа.

Просадочные лёссовые грунты, имеющие коэффициент фильтрации $k_f = 0,1...2$ м/сут, закрепляют раствором силиката натрия, так как в их составе имеются химические вещества, способные вступать с ним в реакцию, тем самым закрепляя грунт.

Объем раствора, требуемого для закрепления, находят из выражения

$$V = anV_0, \quad (12.14)$$

где a — коэффициент (для песков крупных и средней крупности $a = 0,5$, для мелких и пылеватых — 1,2, лёссовых грунтов — 0,8); n — пористость грунта; V_0 — объем закрепляемого грунта.

Во время производства работ контролируются концентрация и качество закрепляющих растворов, а также процесс закрепления грунта.

В слабо фильтрующих, слабых грунтах (илах, глинах и суглинках, находящихся в текучем и текучепластичном состоянии) при $k_f = 0,1$ м/сут используют *электрохимическое закрепление грунтов*. Этот метод основывается на использовании электроосмоса для принудительного введения в грунты растворов силиката натрия и хлористого кальция, для чего через грунты с $k_f = 0,005...0,1$ (пески пылеватые, супеси и легкие суглинки) пропускается электрический ток, вызывающий движение воды от анода к катоду. В качестве анода используют перфорированную трубу, в полость которой последовательно вводят химические укрепляющие вещества, а через катод откачивают воду. Под действием электрического тока увеличивается скорость проникновения закрепляющих растворов, скорость протекания физико-химических реакций по образованию нерастворимых соединений и необратимых коллоидов, а также уменьшается влажность около анодов. Эти факторы способствуют омоноличиванию грунта и улучшению строительных характеристик на длительный период времени, т. е. приводят к его закреплению.

При коэффициентах фильтрации $k_f < 0,01$ м/сут иногда для улучшения закрепления применяют электролиты, способствующие внедрению в грунт их ионов (в качестве электролита используют рас-

твор хлористого кальция). Однако в некоторых случаях даже при меньших значениях коэффициента фильтрации $k_f < 0,005$ м/сут можно не применять электролиты, если в грунтах, например в илах, содержатся соли, вступающие в реакцию.

Для закрепления грунтов, обладающих большой водопроницаемостью, в частности трещиноватой скальной породы, гравия, гальки и крупного песка, применяют *цементацию*, которая основана на нагнетании раствора цементного вяжущего под большим давлением. Закрепление цементацией в основном используют для уменьшения водопроницаемости грунтов, но иногда к нему прибегают и для их закрепления. Для цементации применяют чаще всего цементный раствор (смесь цемента с водой), в некоторых случаях в раствор добавляют песок.

Водоцементное отношение зависит от пористости грунта. Чем меньше трещины или поры, тем более жидкий применяют раствор. Обычно на 10...50 ч. воды используют 1 ч. цемента, принимаемые по массе.

Цементацию используют и для уменьшения водопроницаемости и повышения прочности самого фундамента. Для этого в кладке фундамента делают специальные шпурсы, устанавливая в них трубки, через которые нагнетается раствор. Проникая в поры бетона и твердея, он увеличивает прочность и снижает водопроницаемость.

В последнее время получил распространение метод закрепления с помощью *смолизации грунтов*. Он базируется на применении синтетических смол, получаемых с помощью различных химических технологий. Нагнетаемые в поры грунта и твердеющие там смолы превращают грунты оснований в относительно прочное твердое тело. В качестве вяжущего материала применяют карбамидную смолу с отвердителями, реже используют фенольные и фурановые смолы. Карбамидную смолу применяют для закрепления мелких и пылеватых песков, а также лёссовых грунтов. В качестве отвердителя используют раствор соляной кислоты, с которым смола соединяется непосредственно перед инъектированием. При содержании пылевато-глинистых частиц в грунте в пределах 1...3% в него предварительно нагнетается раствор соляной кислоты концентрацией 3...5%.

Для улучшения закрепления в настоящее время начинают применять электросмолизацию.

Для закрепления просадочных лёссовых грунтов получил широкое распространение *термический метод*. Этому виду закрепления поддаются также глины и суглинки, если они имеют удовлетворительную воздухопроницаемость. Термозакрепление основывается на явлении увеличения прочности структурных связей грунтов под действием высоких температур, которые получают в результате сжигания в предварительно пробуренных скважинах солярового масла, мазута, природного газа или других горючих материалов. Для поддержания процесса горения в грунт под давлением 0,015...0,05 МПа подают воздух.

Процесс горения регулируют таким образом, чтобы в скважине поддерживалась температура 700...900 °С, и проникающие в поры грунта газы поддерживали его температуру не ниже 300°, так как при более низкой температуре просадочные свойства лёссов не ликвидируются, а при температуре свыше 900 °С происходит спекание грунта и оплывание стенок скважины, что препятствует поступлению горячих газов в грунт.

Для термического закрепления грунтов пробуривают скважины диаметром до 200 мм, глубиной 6...15 м и более в зависимости от мощности слоя, подлежащего закреплению. Если сжигание топлива происходит в верхней части скважины (рис. 12.7, а), то столб обожженного грунта образует усеченный конус, поэтому для придания обжигаемому массиву более равномерной формы или уширения его нижней части обжиг производят на отдельных по глубине зонах (рис. 12.7, б) с использованием специальной трубы, снабженной

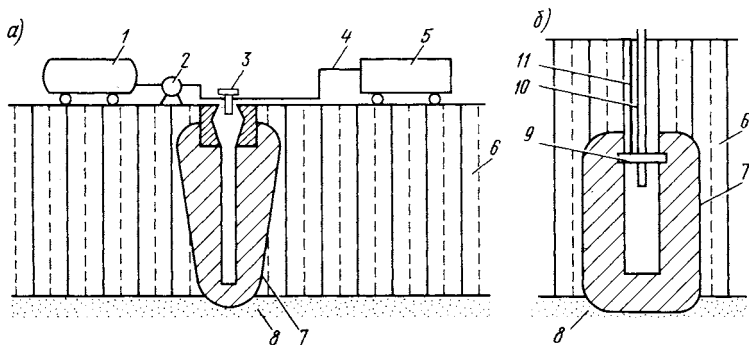


Рис. 12.7. Схема установки для термического закрепления:

1 — емкость с жидким горючим; 2 — насос для подачи топлива; 3 — форсунка; 4 — трубопровод; 5 — компрессор для подачи воздуха; 6 — слой лёссового грунта; 7 — зона закрепления; 8 — непросадочный грунт; 9 — отсекающая нож; 10 — трубка для подачи топлива; 11 — топочная камера.

асбестовым сальником или отсекателем, который изолирует затрубное пространство. Обжиг начинают с нижней части скважины с перестановкой сальника по высоте.

Обжиг продолжается в течение 5...10 дней, расход топлива при этом составляет 80...180 кг жидкого топлива на 1 м высоты скважины, вокруг которой образуется столб закрепленного грунта диаметром 1,5...3,0 м с кубиковой прочностью 1,0...3,0 МПа.

Стоимость термического закрепления грунта значительно ниже, чем для описанных выше методов закрепления (силикатизации и электрохимического).

Для уменьшения водопроницаемости грунтов используют закрепление с помощью *битумизации* и *глинизации*.

Трещиноватые скальные породы закрепляют с помощью битум-

мизации путем закачивания через скважины расплавленного битума или битумной эмульсии с коагулянтom. Битум, заполняя трещины, существенно снижает водопроницаемость.

В песчаных грунтах для уменьшения фильтрации используют глинизацию с помощью нагнетания глинистой суспензии. Попадая в сравнительно небольшие поры песчаных грунтов, суспензия вызывает заиливание песков, повышая тем самым их водонепроницаемость.

Следует заметить, что из-за высокой стоимости закрепление грунтов используют сравнительно редко и только в тех случаях, когда иное решение по устройству фундаментов невозможно или связано с еще большими затратами материальных средств.

ГЛАВА 13

ФУНДАМЕНТЫ НА СТРУКТУРНО-НЕУСТОЙЧИВЫХ ГРУНТАХ

13.1. Общие положения

При строительстве и эксплуатации городских зданий и сооружений на структурно-неустойчивых грунтах при определенных инженерно-геологических условиях зафиксированы многочисленные случаи образования резко выраженных неравномерных осадков, которые часто приводили к полному разрушению. К структурно-неустойчивым грунтам относятся *лёссовые грунты, грунты, находящиеся в мерзлом и вечномерзлом состоянии, рыхлые пески, илы, чувствительные пылеватоглинистые грунты, а также пылеватоглинистые набухающие грунты.*

Развитие значительных неравномерных осадков в структурно-неустойчивых грунтах происходит из-за нарушения их природной структуры, которое возможно в результате механических и физических воздействий.

Механические воздействия обусловлены приложением внешней нагрузки от фундаментов, а также различными динамическими явлениями (вибрация, колебания и т. п.), происходящими в результате движения транспорта, технологических, производственных и других факторов. К механическим воздействиям наиболее чувствительны несвязные и слабосвязные грунты, а именно, слабые насыщенные водой пылеватоглинистые грунты, илы, заторфованные грунты, рыхлые пески и др.

Физические воздействия, при которых происходит нарушение структуры грунтов, обусловлены дополнительным увлажнением, которое может оказать неблагоприятное влияние на лёссовые и набухающие грунты; оттаиванием мерзлых и вечномерзлых грунтов, а также химической и механической суффозией и выветриванием. Данный тип воздействий приводит к увеличению деформатив-

ности вследствие разрушения структурных связей, вызывая дополнительные неравномерные осадки.

В структурно-неустойчивых грунтах при приложении внешней нагрузки разрушение структурных связей происходит быстрее, чем образование новых, в отличие от структурно-устойчивых грунтов, в которых одновременно с частичным нарушением структуры и уплотнения возникают новые связи, увеличивая тем самым их прочность. Поэтому в структурно-неустойчивых грунтах процесс разрушения структурных связей происходит лавинообразно и приводит к развитию просадки, не связанной с процессом постепенного уплотнения.

Возведение и эксплуатация сооружений на структурно-неустойчивых грунтах весьма затруднительны, поэтому при проектировании необходимо учитывать условия, при которых возможно нарушение их природной структуры и развитие просадки, и принимать меры, направленные на устранение таких неблагоприятных явлений.

Следует отметить, что основания, сложенные структурно-неустойчивыми грунтами при нагрузках, напряжения от которых не превышают структурной прочности, обладают в некоторых случаях удовлетворительными физико-механическими характеристиками, которые резко ухудшаются при нарушении структуры или превышения напряжениями структурной прочности.

13.2. Устройство фундаментов на основаниях, сложенных слабыми грунтами

Слабыми считаются насыщенные водой сильносжимаемые грунты, которые при обычных скоростях приложения внешних нагрузок, свойственных строительному периоду, теряют прочность. К таким грунтам относятся пористые пылевато-глинистые грунты в текучем или текучепластичном состоянии, илы, пески в рыхлом состоянии и заторфованные грунты. Однако перечисленные типы грунтов в условиях природного залегания могут воспринимать небольшие, медленно возрастающие нагрузки.

Состояние слабых грунтов оценивают с помощью индекса чувствительности

$$I_F = \tau_1 / \tau_2, \quad (13.1)$$

где τ_1 и τ_2 — соответственно предельные сопротивления грунта сдвигу при ненарушенной и нарушенной структуре.

Илы, ленточные озерно-ледникового происхождения и польдиевые глины, являясь слабыми грунтами, очень чувствительны к перемятию, которое существенно уменьшает их сцепление, угол внутреннего трения и увеличивает сжимаемость в 2...3 раза и более.

При приложении внешней нагрузки к илистым грунтам давление развивается как в скелете грунта, так и в поровой воде, которая,

перемещаясь в стороны под действием приложенной нагрузки, приводит к образованию гидродинамического давления, снижающего устойчивость грунтов основания, которое, в свою очередь, способствует развитию зон сдвигов, нарушению структуры и сопровождается потерей прочности и ростом деформативности грунта.

Аналогичным образом деформируются и заторфованные грунты, имеющие в своем составе сильно разложившиеся органические остатки.

Возведение фундаментов на таких грунтах связано с большими трудностями, поэтому для строительства ответственных зданий и сооружений используют свайные фундаменты или фундаменты глубокого заложения с полной прорезкой слоев слабых грунтов. При возведении сравнительно легких сооружений прибегают к более экономичным решениям с помощью искусственного улучшения свойств оснований. В частности, применяют песчаные подушки, которые не только снижают реактивное давление от фундамента, но и плавно распределяют его, уменьшая возможность образования зон сдвигов, а следовательно, и перемятие грунтов. Кроме того, песчаная подушка изменяет направление фильтрации воды вверх, что снижает гидродинамическое давление, направленное в стороны от фундамента.

Для уменьшения развития неравномерных осадков, исключить которые не всегда удастся, прибегают к уменьшению давления под подошвой фундамента за счет использования уширенной подошвы или сооружений сплошных плитных фундаментов под всем зданием. Если не удастся заранее предсказать вид деформации здания или сооружения, используют меры по уменьшению влияния неравномерных осадков на несущие конструкции, о которых уже говорилось ранее (см. § 3.4). В некоторых случаях применяют *плавающий фундамент*, при устройстве которого вес извлекаемого грунта должен быть равен весу возводимого сооружения. Однако в последнем случае при разработке котлована необходимо предусматривать мероприятия, направленные на сохранение природной структуры слабых грунтов, которая очень легко нарушается, вызывая поднятие дна котлована с последующим развитием осадков разуплотнения.

При эксплуатации зданий и сооружений, возведенных на слабых основаниях, следует обеспечивать неизменяемость напряженного состояния. Изменение напряженного состояния в результате выполнения различных подсыпок, возведения тяжелых зданий рядом с уже существующими, понижение уровня подземных вод и т. п. приводят к росту дополнительных осадков. Величина последних может достигать аварийных значений при понижении уровня подземных вод в торфах и заторфованных грунтах, поскольку образующаяся зона аэрации в слое названных грунтов, в которую поступает воздух, способствует интенсификации процессов гниения и разложения органических остатков, вызывая медленное развитие значительных просадок фундаментов зданий и сооружений.

Изменение напряженного состояния может оказать вредное влияние и на свайные фундаменты в результате возникновения отрицательного трения, которое также вызовет рост дополнительных осадок.

К слабым грунтам относятся и пески, находящиеся в рыхлом состоянии. Такие пески в обычных условиях могут сопротивляться внешней нагрузке даже при залегании ниже уровня подземных вод при условии, что напряжения в них не превышают расчетных сопротивлений. При динамических и сейсмических воздействиях данный тип грунтов может разжижаться и уплотняться, приводя к катастрофическим осадкам зданий и сооружений.

Наряду с рассмотренными ранее мерами борьбы с неблагоприятными явлениями, возможными в результате неравномерных осадок (см. гл. 3), при строительстве на слабых грунтах используют следующие мероприятия:

- 1) проектируют здания одинаковой высоты;
- 2) зданиям в плане придают простую конфигурацию (квадратную, круглую, прямоугольную), так как при наличии излома в плане входящие углы получают большую осадку и в примыкающих прямоугольных частях здания возникают деформации кручения;
- 3) зданиям и сооружениям придают строительный подъем с учетом ожидаемых неравномерностей осадок, чтобы получить проектное положение после их развития;
- 4) над вводами в здание коммуникаций предусматривают увеличенные отверстия, чтобы оседающие стены или другие конструкции не оказывали дополнительного давления на трубопроводы, а канализационные сети делают с увеличенными уклонами, превышающими ожидаемые неравномерности осадок;
- 5) в каркасных зданиях предусматривают возможность поднятия колонн домкратами, а в высоких зданиях под фундаменты устанавливают пневматические резиновые подкладки для выравнивания крена при неравномерных осадках.

13.3. Фундаменты на просадочных грунтах

К просадочным грунтам относятся лёссовидные суглинки и лёсы, которые имеют следующие характерные признаки: относительно высокая пористость (около 50%) при однородном зерновом составе (в основном состоят из пылеватых частиц) и малую влажность. Вследствие высокой пористости лёссовые грунты часто называют *макропористыми*, в некоторых случаях макропоры достигают размеров 0,5...5 мм и более. В просадочных грунтах из-за наличия карбонатов при замачивании происходит их быстрое размокание, вызывающее нарушение первоначальной структуры, что приводит к значительному росту осадок. В практике строительства зафиксированы случаи, когда после замачивания сравнительно большой

толщи лёссовых грунтов просадка поверхности грунта составляла 2...2,5 м.

Ориентировочными признаками, по которым можно предварительно судить о возможности просадочности грунтов, являются: а) значение степени влажности $S_r < 0,8$; б) значение показателя $\Pi < 0,1$ для грунтов с числом пластичности $0,01 \leq J_p < 0,1$; $\Pi < 0,17$ для грунтов с $0,1 \leq J_p < 0,14$; $\Pi < 0,24$ для грунтов, имеющих $0,14 \leq J_p < 0,22$. Показатель Π определяют по формуле

$$\Pi = (e_L - e)/(1 + e), \quad (13.2)$$

где e — коэффициент пористости грунта в условиях природного залегания; e_L — коэффициент пористости, соответствующий влажности грунта на границе текучести w_L

$$e_L = w_L \gamma_s / \gamma_w, \quad (13.3)$$

здесь γ_s — удельный вес твердых частиц грунта; γ_w — удельный вес воды.

Количественной характеристикой просадочности является *относительная просадочность*

$$\varepsilon_{sl} = (h_{np} - h_{sat, p}) / h_{n, g}, \quad (13.4)$$

где h_{np} — высота образца грунта естественной влажности, обжатого без возможности бокового расширения напряжением σ_z , равным напряжению, действующему на рассматриваемой глубине z от собственного веса грунта σ_{zg} и нагрузки от фундамента σ_{zp} (при расчетах деформаций $s_{sl, p}$ от внешней нагрузки) или только от веса грунта (при расчете деформаций $s_{sl, g}$ от собственного веса грунта); $h_{sat, p}$ — высота этого же образца после замачивания до полного водонасыщения при сохранении давления; $h_{n, g}$ — высота этого же образца естественной влажности, обжатого без возможности бокового расширения напряжением, равным напряжению от собственного веса грунта на рассматриваемой глубине.

Относительная просадочность лёссовых грунтов зависит от внешней нагрузки и оценивается по графикам, получаемым в результате испытаний образцов в компрессионных приборах

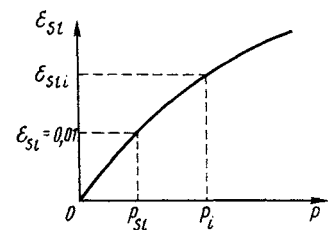


Рис. 13.1. График относительной просадочности

(рис. 13.1). При давлениях, соответствующих $\varepsilon_{sl} < 0,01$, грунты считаются непросадочными.

Для оценки просадочных свойств грунтов используют *начальное просадочное давление* p_{sl} , представляющее собой минимальное давление, при котором грунт начинает проявлять просадочные свойства. Это давление принимают при полевых испытаниях замоченного

грунта штампом, равным давлению на пределе пропорциональности зависимости осадка — нагрузка, определяемой по соответствующему графику, при лабораторных исследованиях — давлению, при котором $\varepsilon_{st}=0,01$ (см. рис. 13.1), при замачивании лёссовых грунтов в котлованах — давлению, при котором грунт проседает от собственного веса.

В зависимости от условий проявления просадки толщи просадочных грунтов на строительной площадке подразделяют на два типа:

I тип — грунтовые условия, при которых возможна просадка от внешней нагрузки, а просадка от собственного веса грунтов не происходит или не превышает 5 см;

II тип — грунтовые условия, при которых просадка происходит от внешней нагрузки и собственного веса и значение последней превышает 5 см.

При расчетах оснований, сложенных лёссовыми грунтами, по деформациям расчетное сопротивление принимают равным просадочному давлению $R=p_{st}$, если имеется возможность устранения просадки с помощью снижения давления по подошве фундамента, в противном случае — значению, вычисленному по формуле (4.10) с использованием характеристик φ_{II} и c_{II} , определенных для грунтов, находящихся в водонасыщенном состоянии.

Если имеется возможность полного исключения замачивания лёссовых грунтов, расчетное сопротивление грунта основания допускается определять по формуле (4.10) с использованием расчетных характеристик φ_{II} и c_{II} , полученных для данного грунта при установившейся влажности.

Для назначения предварительных размеров подошвы допускается пользоваться условными расчетными сопротивлениями для просадочных грунтов, которые приведены в нормах.

Требования расчета по второй группе предельных состояний в грунтовых условиях I типа считаются удовлетворенными, если в пределах просадочной толщи сумма вертикальных напряжений от собственного веса грунта и внешней нагрузки не превышает начального просадочного давления, т. е. $\sigma_{zg} + \sigma_{zp} \leq p_{st}$.

Во всех остальных случаях требуется выполнять расчет осадок. Расчет оснований, сложенных просадочными грунтами по деформациям, производят по условию:

$$s + s_{st} \leq s_u, \quad (13.5)$$

где s — осадка, вычисленная в предположении отсутствия просадочных свойств, т. е. как для непросадочных грунтов; s_{st} — деформация основания в результате просадки грунтов; s_u — предельно допустимая осадка для данного типа здания.

Просадку основания находят из выражения

$$s_{sl} = \sum_{i=1}^n s_{sl,i} h_i k_{sl,i}, \quad (13.6)$$

где n — число слоев просадочной толщи; $s_{sl,i}$ — относительная просадочность i -го слоя грунта, определяемая по формуле (13.4); $h_i \leq 2$ м — толщина i -го слоя, м; $k_{sl,i}$ — коэффициент для фундаментов шириной $b \leq 3$ м

$$k_{sl,i} = 0,5 + 1,5(p - p_{sl,i})/p_0, \quad (13.7)$$

здесь p — среднее давление по подошве фундамента; $p_{sl,i}$ — начальное просадочное давление грунта; $p_0 = 100$ — давление, кПа.

Для фундаментов, имеющих ширину подошвы $b \geq 12$ м, а также при определении просадки от собственного веса грунта принимают $k_{sl,i} = 1$ для всех слоев в пределах зоны просадки. При значениях $3 < b < 12$ м величину $k_{sl,i}$ определяют по интерполяции между значениями, полученными при $b = 3$ м и $b = 12$ м.

Значение просадки, вычисляемое по выражению (13.6), определяют в пределах *толщины зоны просадки* h_{sl} , которую находят следующим образом. По глубине толщи просадочных грунтов H_{sl} строят три эпюры: 1 — от собственного веса грунта в водонасыщенном состоянии σ_{zg} ; 2 — суммарных вертикальных напряжений от собственного веса грунта и внешней нагрузки $\sigma_z = \sigma_{zg} + \sigma_{zp}$; 3 — начального просадочного давления p_{sl} (рис. 13.2). Точка пересечения двух последних эпюр 2 и 3 дает границу зоны просадки. Зона просадки в толще основания может иметь различное положение (рис. 13.2). Если точка пересечения суммарной эпюры вертикальных напряжений 2 и начального просадочного давления 3 находится в верхней части толщины слоя просадочных грунтов (рис. 13.2, а), это означает, что просадка от собственного веса грунта отсутствует или не превышает 5 см и в данном случае возможна просадка только от внешней нагрузки в верхней зоне просадки $h_{sl,p}$ (I тип грунтовых условий). Когда эпюра просадочного давления пересекается в двух точках с суммарной эпюрой (рис. 13.2, б), причем верхняя и нижняя зоны просадки не сливаются, тогда в верхней просадочной зоне $h_{sl,p}$ будет происходить просадка от внешней нагрузки, а в нижней $h_{sl,g}$ от собственного веса грунта (II тип грунтовых условий). На рис. 13.2, в показан случай, когда верхняя и нижняя зоны просадки сливаются. Это возможно, если в пределах всей толщи просадочных грунтов суммарные напряжения больше начального просадочного давления $\sigma_{zg} + \sigma_{zp} > p_{sl}$. Тогда в верхней зоне $h_{sl,p}$, границу которой находят по минимальному вертикальному давлению $\sigma_{z,min}$, просадка происходит от внешней нагрузки, в нижней $h_{sl,g}$ — от собственного веса. Иногда встречается случай, когда точка пересечения эпюр 2 и 3 находится в нижней части толщи просадочного грунта (рис. 13.2, г), это означает, что просадка от внешней нагрузки отсутствует, она будет вызываться только действием собственного веса грун-

тов. Последние два случая (рис. 13.2, в, г) также относятся ко II типу грунтовых условий.

При полном водонасыщении относительную просадочность находят из выражения (13.4), при неполном определяют из выражения

$$s'_{sl} = 0,01 \frac{w_{sat} - w}{w_{sat} - w_{sl}} + \epsilon_{sl} \frac{w - w_{sl}}{w_{sat} - w_{sl}}, \quad (13.8)$$

где w_{sat} — влажность при полном водонасыщении грунта; w — влажность грунта; w_{sl} — начальная просадочная влажность (минимальная влажность, при которой проявляются просадочные свойства

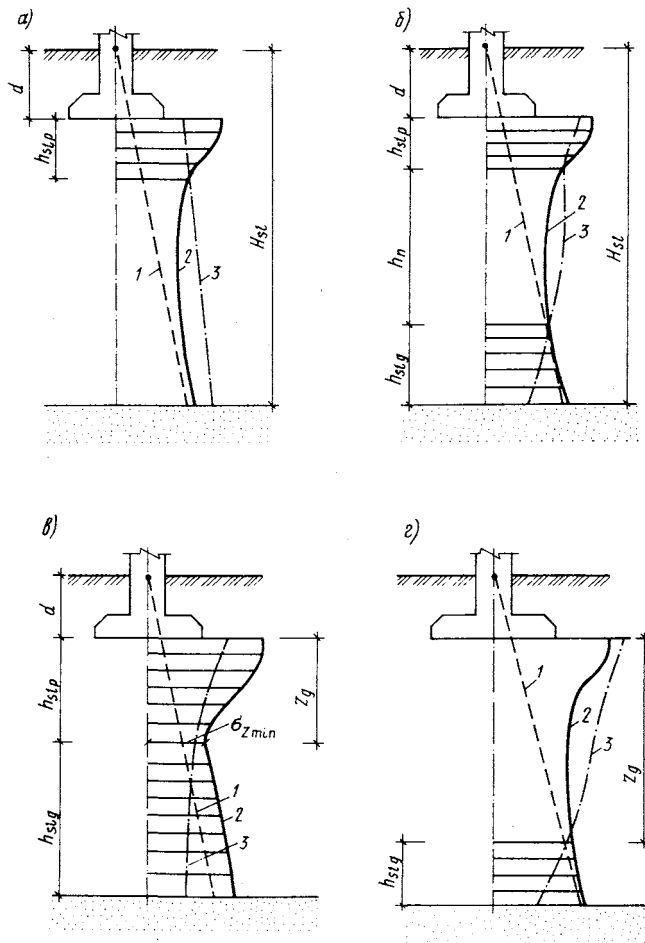


Рис. 13.2. Схемы к расчету просадочности основания

грунтов); ϵ_{sl} — относительная просадочность при полном водонасыщении.

Просадку грунта от действия собственного веса при замачивании верхних слоев грунта, возможном в период строительства и эксплуатации, определяют по формуле

$$s'_{sl,g} = s_{sl,g} \sqrt{(2 - B_w/H_{sl})B_w/H_{sl}}, \quad (13.9)$$

где $s_{sl,g}$ — просадка грунта от собственного веса, вычисляемая по формуле (13.6); B_w — ширина замачиваемой площади; H_{sl} — высота толщи просадочных грунтов.

Формулу (13.9) разрешается использовать при условии, если ширина замачиваемой площади B_w меньше высоты просадочной толщи грунтов H_{sl} .

После определения просадки проверяют выполнение условия (13.5), если оно не выполняется, то назначают способ устранения просадочности лёссовых грунтов.

При I типе грунтовых условий по просадочности и толщине просадочных грунтов в пределах 5...6 м применяют следующие способы:

1. Уплотнение грунтов с помощью тяжелых трамбовок после доведения влажности грунта до оптимальной (рис. 13.3, а). Этот способ применяют, если глубина заложения фундамента 1,5...2 м, так как толщина остающихся под ними слоев просадочных грунтов, составляя 3,5...4 м, допускает уплотнение с помощью трамбовок.

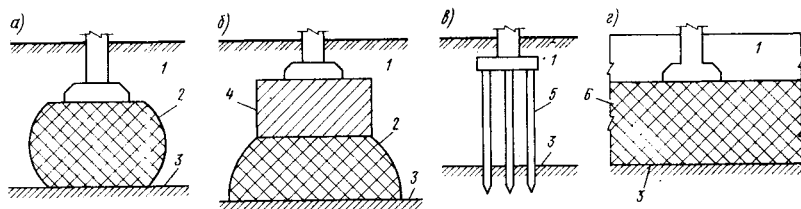


Рис. 13.3. Варианты устройства фундаментов при залегании в основании лёссовых грунтов I типа просадочности:

1 — просадочный грунт; 2 — уплотненный грунт; 3 — непросадочный грунт; 4 — подушка из послойно уплотненного грунта; 5 — свая, прорезывающая слой лёссового грунта; 6 — грунт, уплотненный взрывами с замачиванием

2. Уплотнение и устройство подушек из непросадочных местных грунтов. Данный метод применяют, если не удастся уплотнить грунт с помощью трамбования на требуемую глубину. Подушку устраивают над уплотненным слоем просадочного грунта (рис. 13.3, б).

3. Устройство свайных фундаментов с прорезкой всей толщи просадочных грунтов с целью передачи давления на непросадочные подстилающие слои грунта (рис. 13.3, в).

4. Уплотнение грунтов подводными взрывами с использованием

предварительного замачивания, для чего снимают перед замачиванием верхний слой грунта в зоне предполагаемой застройки, на спланированное дно выемки насыпают песок, а выемку обваловывают. Затем в полученный котлован наливают воду и после замачивания просадочной толщи производят взрывы, которые, нарушая структуру грунта, способствуют его уплотнению (рис. 13.3, з).

При II типе грунтовых условий по просадочности применяют следующие способы ее устранения: 1) устройство свайных фундаментов с прорезкой просадочной толщи (рис. 13.3, в); 2) закрепление грунтов методами, изложенными в § 12.4 (рис. 13.4, а); 3) уплотнение грунтов с помощью грунтовых свай (рис. 13.4, б); 4) устройство свайных фундаментов из набивных свай с уширенной пятой (рис. 13.4, в); 5) уплотнение грунтов с помощью предварительного замачивания и взрывов в скважинах с последующим уплотнением верхнего слоя с помощью тяжелых трамбовок или подводных взрывов.

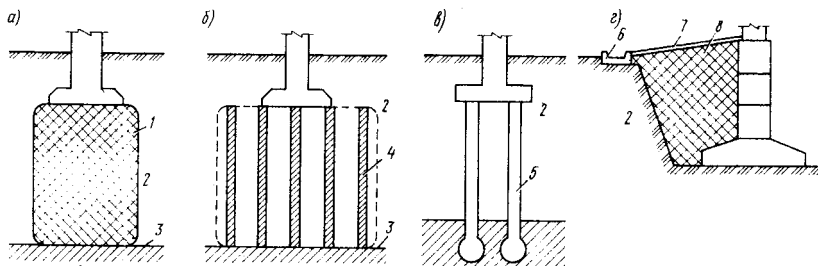


Рис. 13.4. Варианты устройства фундаментов при залегании в основании лёссовых грунтов II типа по просадочности:

1 — зона закрепления; 2 — просадочный грунт; 3 — непросадочный грунт; 4 — песчаная свая; 5 — буронабивная свая с уширением; 6 — лоток для отвода воды; 7 — водонепроницаемая отмостка; 8 — утрамбованный грунт обратной засыпки

Использование перечисленных выше мероприятий по устранению просадочности связано с существенными дополнительными материальными затратами, поэтому при застройке территории относительно легкими жилыми и общественными зданиями целесообразно принципиально иное решение, *исключающее возможность замачивания толщи просадочных грунтов в основании сооружений*. Такое решение можно получить с помощью конструктивных мероприятий, предотвращающих поступление в грунт дождевых, производственных, хозяйственных и подземных вод (при поднятии уровня последних), а также вследствие изменения условий испарения влаги с поверхности земли.

Для исключения поступления в грунт дождевых вод прибегают к специальной компоновке генеральных планов и предъявляют особые требования к планировке территории. Если при планировке не

удаётся сохранить природный рельеф, то после нее грунт тщательно утрамбовывают и покрывают асфальтом, дерном и др. Удаление дождевых вод с территории осуществляется с помощью кюветов, канав или дождевой канализации, причем особое внимание следует обратить на отведение вод от фундаментов. Для этого обратную засыпку тщательно трамбуют при оптимальной влажности, устраивая поверху водонепроницаемую отмостку, с которой вода отводится с помощью лотков в канавы, или канализационную систему (рис. 13.4, з).

Для предотвращения поступления в просадочные грунты производственных и хозяйственных вод используют специальные правила устройства трубопроводов. В частности, напорные трубопроводы водопровода и теплосетей необходимо выполнять из стальных труб, допускающих искривление при местных случайных просадках грунтов, чугунные трубопроводы прокладывают в туннелях, позволяющих быстро обнаруживать утечки. Канализационные коллекторы (безнапорные трубопроводы) устраивают в водонепроницаемых лотках, отводящих воду в смотровые колодцы.

Цехи промышленных предприятий, имеющих производственный процесс, связанный с возможностью разлива воды на пол, размещают в пониженных частях территории, а под полами устраивают подполья, позволяющие контролировать их исправность.

Однако даже при тщательном выполнении мероприятий по предотвращению замачивания лёссовых грунтов они не гарантированы от местного замачивания при авариях трубопроводов или каких-либо других причин. Поэтому кроме мероприятий по защите от замачивания используют конструктивные приемы, позволяющие снижать чувствительность зданий и сооружений к неравномерным осадкам (см. § 3.4), или устранять неблагоприятные последствия неравномерности осадок с помощью рихтовки люфтов, поднятия колонн домкратами и т. п. При этом следует стремиться к предотвращению неравномерных осадок с помощью закрепления грунтов и принимать срочные меры по ликвидации возникшего процесса замачивания. Иногда допускается выравнивание осадок, образовавшихся в результате крена сооружения с помощью дополнительного увлажнения зон основания, где наблюдаются меньшие осадки фундаментов.

13.4. Фундаменты на набухающих и насыпных грунтах

Набухающими называют пылевато-глинистые грунты, которые при замачивании водой увеличиваются в объеме.

Следует иметь в виду, что способность набухать имеют некоторые виды шлаков, а также не набухающие в обычных условиях пылевато-глинистые грунты, если они замачиваются отходами химического производств, в частности растворами серной кислоты. В набухающих грунтах возможен и обратный процесс — *усадка* или уменьшение объема при снижении влажности.

Набухание и усадка грунтов на строительной площадке возможны в результате следующих явлений: 1) подъема уровня подземных вод или инфильтрации (увлажнения поверхностными или производственными водами); 2) накопления влаги в ограниченной по глубине зоне под сооружением в результате нарушения природных условий испарения, возможного при застройке и асфальтировании городской территории (экранирование поверхности); 3) за счет изменения водно-теплового режима в верхней части зоны аэрации, происходящих в результате влияния сезонных климатических факторов; 4) за счет высыхания от воздействия тепловых источников (котельных, доменных печей, атомных, тепловых электростанций и др.).

При проектировании оснований и фундаментов на набухающих грунтах используют количественную характеристику, называемую *относительным набуханием*, значение которой находят из выражения

$$\varepsilon_{sw} = (h_{sat} - h_n)/h_n, \quad (13.10)$$

где h_{sat} — высота образца грунта после замачивания до полного водонасыщения при невозможности бокового расширения; h_n — начальная высота того же образца при природной влажности.

Грунт считается набухающим, если $\varepsilon_{sw} \geq 0,04$.

При имеющейся возможности усадки грунта ее оценивают с помощью *относительной линейной усадки*, определяемой по формуле

$$\varepsilon_{sh} = (h_n - h_d)/h_n, \quad (13.11)$$

где h_n — высота образца грунта в условиях наибольшей возможной влажности обжатого суммарным вертикальным напряжением без бокового расширения; h_d — высота того же образца грунта после высыхания.

Подъем основания в результате набухания

$$h_{sw} = \sum_{i=1}^n \varepsilon_{sw,i} h_i k_{sw,i}, \quad (13.12)$$

где n — число слоев в зоне набухания; $\varepsilon_{sw,i}$ — относительное набухание i -го слоя грунта; h_i — высота i -го слоя грунта; $k_{sw,i}$ — коэффициент, принимаемый в зависимости от суммарного вертикального напряжения $\sigma_{z,tot}$ на рассматриваемой глубине (при $\sigma_{z,tot} = 0,05$ МПа $k_{sw} = 0,8$, при $\sigma_{z,tot} = 0,3$ МПа $k_{sw} = 0,6$, а при промежуточных значениях k_{sw} принимают по интерполяции).

Суммарное вертикальное напряжение на глубине z (рис. 13.5)

$$\sigma_{z,tot} = \sigma_{zp} + \sigma_{zg} + \sigma_{z,ad}, \quad (13.13)$$

где σ_{zp} , σ_{zg} — соответственно вертикальные напряжения от внешней нагрузки и собственного веса грунта; $\sigma_{z,ad}$ — дополнительное вертикальное напряжение, обусловленное влиянием веса неувлажнен-

ной части массива грунта за пределами площади замачивания, определяемое из выражения

$$\sigma_{z,od} = k_g \gamma (d+z), \quad (13.14)$$

где k_g — коэффициент, принимаемый по данным СНиПа; γ — удельный вес грунта; d — глубина заложения фундамента; z — глубина, для которой определяют напряжения.

Осадка основания в результате высыхания

$$s_{sh} = \sum_{i=1}^n s_{sh,i} h_i k_{sh}, \quad (13.15)$$

где $\epsilon_{sh,i}$ — относительная линейная усадка i -го слоя грунта, определяемая по формуле (13.11); h_i и n — то же, что и в формуле (13.12); $k_{sh} = 1,3$ — коэффициент.

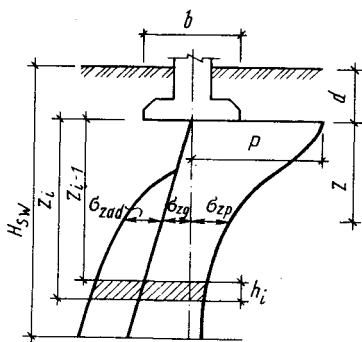


Рис. 13.5. Схема расчета основания при подъеме набухающего грунта

Нижняя граница зоны набухания при инфильтрации влаги в грунт (рис. 13.5) H_{sw} принимается на глубине, где суммарное вертикальное напряжение $\sigma_{z,tot}$ равно давлению набухания p_{sw} (минимальному напряжению, при котором набухание прекращается). При экранировании поверхности и изменении водно-теплового режима нижнюю границу зоны набухания, а также нижнюю границу зоны усадки определяют по опытным данным, а при отсутствии последних принимают $H_{sw} = H_{sh} = 5$ м.

Неравномерности поднятия или опускания фундаментов, возможные в результате набухания или усадки, суммируются с ожидаемыми неравномерностями осадок от действия внешних нагрузок. Если суммарные неравномерности превысят предельно допустимые, устанавливаемые нормами, необходимо предусматривать мероприятия по предотвращению возможного замачивания, аналогичные рассмотренным при наличии в основании лёссовых грунтов.

В некоторых случаях прибегают к предварительному замачиванию в пределах толщи набухающих грунтов, однако выполнение данного мероприятия осложняется медленным протеканием этого процесса. Для его ускорения иногда применяют вертикальные дрены.

Снижения интенсивности набухания удастся добиться за счет максимального сокращения сроков работ по возведению фундаментов, используя при этом водонепроницаемые материалы и слабо фильтрующие обратные засыпки.

Иногда применяют компенсирующие песчаные подушки, позволяющие частично сглаживать неравномерное набухание грунта вследствие более равномерного распределения давления на большую площадь. Одновременно песчаные подушки способствуют сравнительно равномерному развитию набухания, обеспечивая стекание влаги с мест большего подъема набухшего грунта в пониженные зоны, где набухание замедлилось, тем самым автоматически регулируя развитие процесса набухания.

Исключить влияние неблагоприятных воздействий от набухания или усадки удается с помощью полной или частичной замены слоя набухающего грунта ненабухающим.

Использование свайных фундаментов с полной прорезкой слоев набухающих грунтов предотвращают вредное воздействие набухания, но не исключает его влияния на полы и конструкции, устраиваемые непосредственно на поверхности грунта. Набухание довольно часто приводит к поднятию полов первого этажа, поэтому для исключения этого явления полы рекомендуется устраивать по перекрытиям. Применение свайных фундаментов с частичной прорезкой толщи набухающих грунтов приводит к существенному уменьшению поднятия фундаментов в случае, если нижележащий слой набухающего грунта имеет небольшую мощность и загружен значительной нагрузкой от прорезаемой толщи.

При прорезке сваями набухающего грунта следует учитывать развитие сил трения по их боковым поверхностям. Если эти силы окажутся больше нагрузки, приходящейся на сваю, то фундамент может подняться, вызвав деформацию сооружения.

Для полного исключения влияния возможных сезонных вертикальных колебаний поверхности грунта часто устраивают фундаменты из буронабивных свай с уширением (рис. 13.6). Заделка нижнего уширенного конца свай в ненабухающий грунт уменьшает вредное воздействие трения по боковой поверхности. Горизонтальное воздействие усадки и набухания устраняют с помощью обратной засыпки пазух песком и укладки в зоне подошвы ростверка продольной арматуры, воспринимающей горизонтальные поперечные разрывающие усилия.

Основания, сложенные *насытными грунтами*, необходимо проектировать с учетом их неравномерной сжимаемости, значительной неоднородности по составу, возможности самоуплотнения, особенно при динамических воздействиях, изменения гидрогеологических

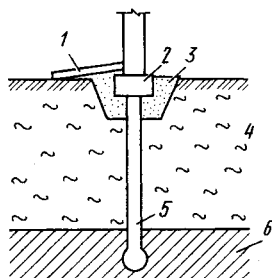


Рис. 13.6. Фундамент из буронабивных свай с уширенной пятой в условиях набухающих и испытывающих усадку грунтов:

- 1 — водонепроницаемая отмостка; 2 — ростверк; 3 — песок; 4 — набухающий или испытывающий усадку грунт; 5 — свая с уширением; 6 — ненабухающий грунт

условий, а также возможности разложения органических включений. Насыпные грунты из шлаков и глин следует рассчитывать с учетом возможности набухания при замачивании водой.

Модуль деформации насыпных грунтов, как правило, необходимо определять по результатам штамповых полевых испытаний, а неравномерность сжимаемости — по результатам лабораторных и полевых испытаний.

Если насыпные грунты сложены из просадочных, набухающих или имеют относительное содержание органического вещества $I_{om} > 0,1$, то их расчет следует производить в соответствии с требованиями, изложенными ранее.

Расчетное сопротивление основания определяют по формуле (4.10) с помощью данных лабораторных исследований о значениях величин φ_{II} и c_{II} . Предварительные размеры фундаментов разрешается назначать в соответствии с условными расчетными сопротивлениями R_0 , определяемыми по табличным данным СНиПа для насыпных грунтов, имеющих $I_{om} \leq 0,1$.

Полная осадка основания из насыпных грунтов должна определяться с помощью алгебраического суммирования деформаций от внешней нагрузки, самоуплотнения основания и разложения органических включений, а также осадок или просадок подстилающих грунтов от веса насыпи и нагрузок на фундаменты.

Помимо требований II группы предельных состояний насыпные грунты должны удовлетворять основным условиям расчета и по несущей способности (I группа предельных состояний).

При недостаточной несущей способности или расчетных деформациях оснований из насыпных грунтов, более предельных, необходимо выполнение следующих мероприятий: 1) поверхностное уплотнение оснований вибраторами, катками и тяжелыми трамбовками; 2) глубинное уплотнение грунтовыми или песчаными сваями; 3) устройство песчаных, щебеночных и гравийных подушек; 4) прорезка насыпных грунтов свайными фундаментами или использование фундаментов глубокого заложения; 5) использование конструктивных мероприятий, снижающих неблагоприятное воздействие неравномерных осадок.

13.5. Фундаменты на засоленных грунтах и подрабатываемых территориях

Основания, сложенные *засоленными грунтами*, необходимо проектировать с учетом следующих факторов: возможности образования суффозионной осадки в результате фильтрации воды с последующим выщелачиванием солей; снижения прочностных характеристик в результате изменения физико-механических свойств в процессе выщелачивания; возможной просадки или набухания при замачивании, а также повышенной агрессивности подземных вод по от-

ношению к материалам подземных конструкций, возможной в результате растворения солей, содержащихся в грунте.

Засоленные грунты характеризуются *относительным суффозионным сжатием* ε_{sf} , которое определяется:

а) при полевых испытаниях статической нагрузкой при длительном замачивании из выражения

$$\varepsilon_{sf} = s_{sfp} / d_p, \quad (13.16)$$

где s_{sfp} — суффозионная осадка штампа при давлении, равном

$$p = \sigma_{zp} + \sigma_{zg}, \quad (13.17)$$

σ_{zp} , σ_{zg} — соответственно напряжения от внешней нагрузки и собственного веса грунта;

d_p — зона возможной суффозионной осадки основания под штампом;

б) при компрессионно-фильтрационных испытаниях

$$\varepsilon_{sf} = (h_{sat,p} - h_{sfp}) / h_{ng}, \quad (13.18)$$

где $h_{sat,p}$ — высота образца грунта после полного водонасыщения при давлении $p = \sigma_{zp} + \sigma_{zg}$; h_{sfp} — высота того же образца грунта после длительной фильтрации воды и произошедшего выщелачивания солей при том же давлении p ; h_{ng} — высота того же образца природной влажности при давлении $p = \sigma_{zp} + \sigma_{zg}$.

Суффозионная осадка основания из засоленных грунтов

$$s_{sf} = \sum_{i=1}^n s_{sf,i} h_i, \quad (13.19)$$

где n — число слоев, на которое разбивается зона суффозионной осадки; $\varepsilon_{sf,i}$ — относительное суффозионное сжатие грунта i -го слоя при давлении; h_i — толщина i -го слоя грунта.

При расчете оснований, сложенных засоленными грунтами по второй группе предельных состояний, осадку основания следует определять с учетом деформаций, вызываемых внешней нагрузкой, а также возможных деформаций от просадки в результате набухания, усадки и суффозионной осадки.

Если предусматривается комплекс мероприятий, направленных на предотвращение длительного замачивания и выщелачивания грунтов, или возможность последнего полностью отсутствует, осадки основания определяют как для незасоленных грунтов при полном водонасыщении.

Расчетное сопротивление основания R при возможности длительного замачивания и выщелачивания определяют по формуле (4.10) с учетом значений характеристик φ_{II} и c_{II} , полученных в результате испытаний грунтов в водонасыщенном состоянии после выщелачивания. При невозможности замачивания и выщелачивания названные характеристики определяют для засоленных грунтов

в водонасыщенном состоянии, а значение R также находят по формуле (4.10).

Если расчетные деформации основания превысят предельно допустимые по нормам или несущая способность окажется недостаточной, необходимо выполнять водозащитные мероприятия, исключаящие замачивание, а в случае невозможности: осуществлять конструктивные меры, направленные на снижение неблагоприятного влияния неравномерных осадок; прибегать к частичной или полной срезке слоев засоленных грунтов с заменой последних подушками из пылевато-глинистых грунтов; применять свайные фундаменты с прорезкой слоев засоленных грунтов; использовать закрепление и уплотнение грунтов, а также предварительное рассолнение специальными веществами, вступающими в реакцию с солями.

Фундаменты на подрабатываемых территориях должны проектировать с учетом неравномерного оседания поверхности грунта, сопровождаемого горизонтальными деформациями от сдвига массивов грунта в результате производства горных работ и перемещения грунта в выработанное пространство при добыче полезных ископаемых.

При расчете оснований на подрабатываемых территориях учитывают расчетные относительные горизонтальные деформации, радиус кривизны деформации земной поверхности и показатель суммарных деформаций, развивающихся в пределах длины здания.

Модуль деформаций грунта в горизонтальном направлении E_n разрешается принимать равным 0,5 для пылевато-глинистых грунтов и 0,65 — для песчаных от значения модуля деформации E грунта в вертикальном направлении.

Расчетное сопротивление грунта основания при проектировании в соответствии с требованиями второй группы предельных состояний разрешается определять по формуле (4.10).

Конструктивную схему фундамента на подрабатываемых территориях следует принимать в зависимости от жесткости надфундаментных конструкций, расчетной деформации земной поверхности и податливости грунтов основания, при этом должны применяться следующие решения фундаментов: а) с жесткой конструктивной схемой (плитные, ленточные с железобетонными поясами, столбчатые со связями распорками, коробчатые и др.); б) податливой схемой (фундаменты с горизонтальными швами скольжения между отдельными элементами, предотвращающими при удлиненных перекрытиях и перемычках возможность обвала при горизонтальных смещениях, фундаменты с вертикальными элементами, имеющими возможность наклоняться при горизонтальном перемещении грунта); в) комбинированной схемы (жесткие фундаменты, имеющие швы скольжения ниже уровня планировки или пола подвала).

Основными мероприятиями, снижающими неблагоприятное воздействие деформаций земной поверхности на конструкции зданий

и сооружений при подработке, являются: устройство осадочных швов с разрезкой здания на отсеки простой конфигурации; применение жестких поясов из железобетона или армированной кладки; уменьшение поверхности фундаментов, имеющих контакт с грунтом; устройство фундаментного пояса на одном уровне в пределах отсека сооружения; размещение технических подполий и подвалов равномерно под всей площадью отсека сооружения; устройство грунтовых подушек на основаниях из практически несжимаемых грунтов; выполнение грунтовых подушек и обратной засыпки из материалов, обладающих малым сцеплением и трением на контакте с поверхностью фундаментов; отрывка перед подработкой грунта временных компенсационных траншей по периметру сооружения для уменьшения последующих горизонтальных деформаций.

13.6. Устройство фундаментов в районах распространения вечномерзлых грунтов

На значительной части территории России распространены вечномерзлые грунты, залегающие на глубине от 0,5 до 4,5 м и имеющие толщину мощностью от нескольких метров до 1,5 км.

Вечномерзлыми называют грунты, находящиеся в мерзлом состоянии (имеют отрицательную температуру и лед в своем составе) *в течение трех лет и более*. Вечномерзлые грунты представляют собой ярко выраженные структурно-неустойчивые грунты, так как при их оттаивании происходит просадки в результате нарушения природной структуры. При промерзании оттаявшего грунта возможно его пучение.

Оттаивание и промерзание грунта, как правило, происходит ежегодно в *слое сезонного оттаивания или промерзания* (деятельном слое), находящемся в верхней зоне основания над толщей вечномерзлых грунтов.

Проектирование фундаментов, устраиваемых в районах распространения вечномерзлых грунтов, является очень сложной задачей, правильное решение которой возможно только с учетом процессов, происходящих в деятельном слое и слое вечномерзлого грунта. Неправильный учет этих процессов и характера их протекания часто приводит к недопустимым деформациям зданий и сооружений, а в некоторых случаях служит причиной их полного разрушения.

Процессы, происходящие в слое сезонного промерзания и оттаивания, а также в слое вечномерзлого грунта. В деятельном слое грунта, оттаивающем и промерзающем в результате ежегодного изменения климатических условий, происходят следующие процессы:

1. Колебания температуры в пределах толщины деятельного слоя и слоя вечномерзлого грунта, которые фиксируются в результате систематического измерения на определенных глубинах в скважинах. Наибольшим колебаниям подвержен верхний слой, с глубиной они уменьшаются и ниже некоторой границы температура

практически не меняется. Эту границу называют границей нулевых амплитуд сезонных колебаний температуры (рис. 13.7, а).

2. Промерзание и оттаивание грунтов, залегающих выше границы оттаивания (рис. 13.7, а). Если в результате промерзания деятельный слой сливается с вечномерзлым грунтом, то промерзание происходит одновременно снизу и сверху, если нет, то промерзание происходит сверху вниз и имеется слой непромерзшего грунта, располагаемого между вечномерзлым грунтом и замёрзшим грунтом верхнего деятельного слоя. Оттаивание происходит всегда сверху вниз.

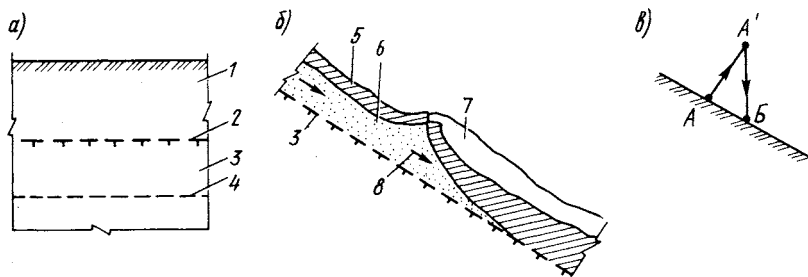


Рис. 13.7. Схемы вечномерзлого грунта и деятельного слоя:

1 — деятельный слой; 2 — граница оттаивания; 3 — слой вечномерзлого грунта; 4 — граница нулевых амплитуд сезонных колебаний температуры; 5 — промерзший слой грунта; 6 — непромерзший водоносный слой грунта; 7 — грунтовая валеда; 8 — направление движения подземных вод по склону

3. Морозное пучение грунта происходит во влажных пылевато-глинистых грунтах и пылеватых песках в результате промерзания, которое связано с увеличением объема воды при замерзании и перемещением воды к фронту промерзания из нижних горизонтов. В случае сливающегося деятельного слоя пучение незначительно и не превышает 3% от толщины деятельного слоя. Пучение может быть значительным и приводить к выпучиванию фундаментов, недостаточно заделанных в вечномерзлом грунте, если грунт не промерзает до границы слоя вечномерзлых грунтов и происходит миграция надмерзлотных вод в зону промерзания.

4. Образование грунтовых наледей происходит при уклоне местности, когда надмерзлотные воды, перемещаясь вниз (рис 13.7, б) по склону, начинают скапливаться между промерзшим слоем 5 и слоем вечномерзлого грунта 3, увеличивая тем самым давление в слое оттаявшего грунта 6, в результате чего может произойти разрыв промерзшего слоя с последующим вытеканием воды через трещину и образованием грунтовой налееди 7.

5. Образование морозобойных трещин в результате уменьшения объема при понижении температуры. Уменьшение объема приводит к опусканию поверхности грунта и появлению горизонтальных

растягивающих усилий, развитию которых способствует выгиб промерзшего слоя вследствие более низких температур у поверхности по сравнению с нижней зоной промерзания, что вызывает более сильное сжатие поверхности грунта при меньшем его значении у нижней границы зоны промерзания. Развитие выгиба грунта препятствует момент от его собственного веса. Морозобойные трещины оказывают вредное воздействие на подземные коммуникации (трубопроводы, силовые кабели и др.).

6. Солифлюкция или медленное сползание грунта по склонам, при наличии пучинистых грунтов происходит в результате смещения частиц вверх при развитии пучения при промерзании (из точки A в точку A' — на рис. 13.7, ϵ) и вниз (из точки A' в точку B) — при оттаивании под действием собственного веса.

7. Поверхностные оползни в результате увлажнения грунта при оттаивании, его сдвиге и сползании по слою вечномерзлого грунта.

Одновременно с перечисленными выше явлениями, происходящими в деятельном слое грунта, следует учитывать и процессы, протекающие в подстилающем слое вечномерзлых грунтов:

1. Колебание температуры в результате ежегодного изменения от точки, соответствующей началу замерзания (в летний период), до некоторого отрицательного значения (в зимний период), происходящих в верхней зоне слоя вечномерзлого грунта при сливающимся деятельном слое.

2. Образование морозобойных трещин и клиньев льда. Морозобойные трещины, образовавшиеся в результате колебаний температуры в деятельном слое грунта, продолжают развиваться и в вечномерзлом, однако их ширина раскрытия здесь значительно меньше, тем не менее они приводят к образованию и росту клиньев льда. В весенний период времени вода по морозобойным трещинам, попадая в вечномерзлый грунт, замерзает, превращаясь в лед. Известно, что морозобойные трещины образуются, как правило, в одном и том же месте, в связи с этим ежегодно в грунте поступает некоторое количество влаги, превращающейся в клинья льда.

3. Возникновение термокарстовых просадок в результате интенсивного таяния вечномерзлого грунта вместе с имеющимися в нем включениями льда, в том числе и клиньев льда, обусловленного даже незначительным проникновением тепла в грунт. Это приводит к значительным просадкам часто на несколько метров, а отсутствие стока воды на данном участке территории вызывает образование термокарстового озера, способствующего еще большему протаиванию грунта.

4. Увеличение глубины оттаивания грунтов вследствие увеличивающейся застройки городской территории, приводящей к росту просадок поверхности грунта из-за изменения температурного режима и выделения дополнительного тепла в результате бытовой и производственной деятельности людей.

Следовательно, в пределах деятельного слоя и слоя вечномерзлых

грунтов одновременно протекает много процессов, комплексный учет которых необходим при строительстве в районах распространения вечномерзлых грунтов.

Принципы использования вечномерзлых грунтов в качестве оснований сооружений. В настоящее время при проектировании и строительстве зданий и сооружений на основаниях, состоящих из вечномерзлых грунтов, существует два принципа использования вечномерзлых грунтов в качестве оснований:

I принцип — вечномерзлое состояние грунта основания сохраняют в течение всего периода строительства и эксплуатации здания или сооружения;

II принцип — вечномерзлые грунты оснований используют в оттаявшем состоянии с оттаиванием на расчетную глубину до начала возведения или в процессе эксплуатации здания.

Принцип I применяют в случае, когда грунты застраиваемой территории можно сохранить в мерзлом состоянии при экономически целесообразных затратах на мероприятия, обеспечивающие такое состояние. Это возможно при следующих конструктивных решениях:

а) возведение зданий и сооружений на подсыпках (рис. 13.8, а) и теплоизоляцию поверхности (рис. 13.8, б); используют при относительно нешироких зданиях (до 10 м), так как в этих случаях грунт охлаждается за счет поступления холода с боков и обеспечивается снижение поступления тепла в грунт от существующего здания;

б) устройство вентилируемых подполий (рис. 13.8, в) особенно целесообразно при возведении жилых, общественных и гражданских зданий; чаще всего предусматривают свободно проветриваемое подполье с поднятием полов первого этажа на перекрытия, располагаемые над поверхностью земли; по боковым граням в стене устраивают продухи для свободной циркуляции воздуха, а в подполье — разводку трубопроводов;

в) устройство холодных первых этажей (рис. 13.8, г), предусматриваемых вместо холодных подполий, если это целесообразно по технологическим требованиям и обусловлено теплотехническим расчетом, причем их высота должна быть не менее 1 м;

г) использование охлаждающих каналов и труб (рис. 13.8, д) для тяжелых зданий и сооружений со значительными нагрузками на полы или при нецелесообразности устройства подполий; иногда используют комплексное решение: охлаждающие трубы и каналы в сочетании с вентилируемым подпольем;

д) использование саморегулирующих охлаждающих устройств (рис. 13.8, е), которые с помощью искусственного охлаждения, получаемого в результате циркуляции специального газа (фреона) или жидкости (керосина), понижают температуру окружающего грунта. Чаще всего данный метод используют как вспомогательное средство для обеспечения заданного температурного режима веч-

номерзлых грунтов или создания заслонов промерзшего грунта для защиты от теплового влияния соседних зданий и подземных вод.

При строительстве оснований и фундаментов по принципу I необходимо использовать мероприятия, исключающие проникновение тепла в грунт, и обеспечивать охлаждение поверхности грунта под зданием или около него.

Как правило, при возведении фундамента по принципу I применяют *свайные фундаменты*, допускается также использование железобетонных *столбчатых фундаментов* и *монолитных бетонных*.

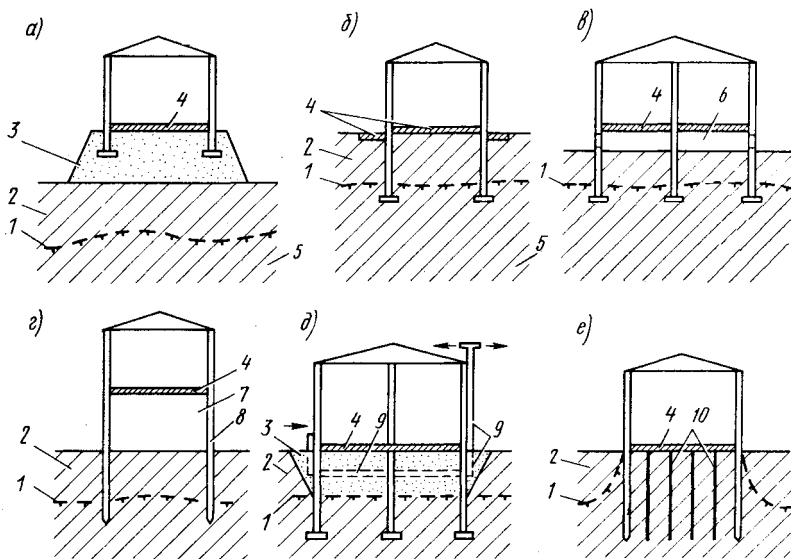


Рис. 13.8. Схемы устройства фундаментов для сохранения в основании вечномерзлого состояния грунтов:

1 — граница слоя вечномерзлого грунта; 2 — деятельный слой; 3 — насыпной грунт; 4 — теплоизоляция; 5 — вечномерзлый грунт; 6 — вентилируемое подполье; 7 — неотопляемый первый этаж; 8 — свая; 9 — вентиляционные каналы, охлаждающие грунт; 10 — замораживающие колонки

Принцип II применяют при наличии вечномерзлых грунтов, деформации которых при оттаивании не превышают предельно допустимых для проектируемых зданий, а также при несплошном залегании вечномерзлых грунтов и неодинаковой глубине их залегания от поверхности и в тех случаях, когда принцип II оказывается экономически более целесообразным.

Возведение фундаментов по принципу II допускает оттаивание грунта, поэтому при эксплуатации зданий и сооружений следует учитывать возможность возникновения неравномерных осадок, что

требует выполнения мероприятий по уменьшению деформаций основания или приспособления конструкций зданий к восприятию дополнительных осадок.

Мероприятия по уменьшению деформации основания сводятся к следующим: а) предварительное искусственное оттаивание вечномерзлого грунта на заданную глубину до возведения здания с последующим уплотнением или закреплением оттаявшего грунта (если в этом есть необходимость); б) полная замена льдонасыщенного грунта песчаным или крупнообломочным грунтом; в) увеличение глубины заложения фундаментов; г) регулирование глубины оттаивания грунта основания в процессе эксплуатации сооружения. Оно осуществляется с помощью теплоизоляции по грунту и устройства электронагревателей или обогревающих трубопроводов у фундаментов (рис. 13.9, а), а также устройства наружных стен на консолях, с отнесением фундаментов наружных стен внутрь здания (рис. 13.9, б). Последнее решение используют для уравнивания неравномерности осадок между наружными и внутренними фундаментами, так как осадки последних всегда больше.

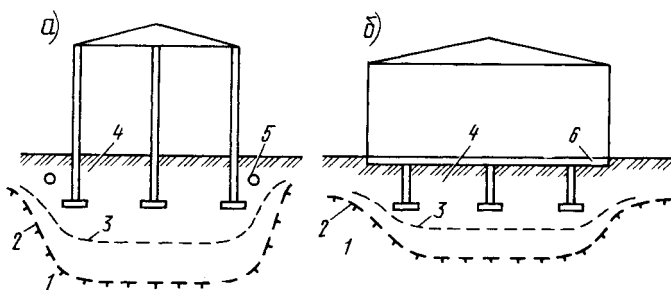


Рис. 13.9. Схемы регулирования процесса оттаивания под зданиями:

1 — вечномерзлый грунт; 2 — верхняя граница вечномерзлого грунта; 3 — то же, в промежуточном состоянии; 4 — оттаивающий грунт; 5 — обогревающий трубопровод; 6 — консоль

Мероприятия по приспособлению конструкций зданий к восприятию дополнительных осадок разделяют на два основных типа:

а) повышение общей пространственной жесткости и прочности здания и сооружения, обеспечиваемое с помощью устройства армированных и железобетонных поясов, усиления армирования конструкций, фундаментов и несущих конструкций подвалов, замоноличивания сборных элементов перекрытий; применения монолитных и сборно-монолитных плитных и ленточных фундаментов из перекрестных лент, дополнительной разрезки зданий и сооружений на отдельные отсеки с помощью деформационных швов; применения свайных фундаментов, фундаментов глубокого заложения и т. п.;

б) увеличение гибкости и податливости сооружений с помощью гибких и разрезных конструкций.

Для оттаивания вечномерзлых грунтов используют *электропрогрев*, *гидрооттаивание* и *паровые иглы*. Применение последних хотя и обеспечивает максимальную скорость оттаивания, однако вызывает в некоторых случаях дополнительное увлажнение грунтов, что иногда оказывает неблагоприятное влияние на их свойства. Оттаявшую толщу грунта, как правило, уплотняют.

Методы устройства фундаментов и их конструкции. При проектировании и строительстве фундаментов по принципу I целесообразно максимально возможное их заглубление, это объясняется возможностью оттаивания верхнего слоя грунта в силу каких-либо случайных факторов. Выбор рациональной конструкции фундамента зависит от внешних нагрузок, а также температурных условий грунтов основания, которыми во многом определяется несущая способность мерзлого грунта.

Основным типом фундаментов, применяемых при строительстве по принципу I, являются свайные фундаменты. По способу погружения в вечномерзлый грунт сваи подразделяют на:

буроопускные (рис. 13.10, а), для устройства которых пробуривают скважины, имеющие диаметр, превышающий на 5 см и более наибольший размер поперечного сечения сваи. Перед погружением сваи полость скважины примерно на одну треть заполняют грунтовым раствором из мелкого или пылеватого песка, который после погружения сваи заполняет всю полость между сваем и мерзлым грунтом с последующим относительно быстрым замерзанием;

бурозабивные (рис. 13.10, б), которые погружаются с помощью забивки в предварительно пробуренные скважины (лидеры), имеющие диаметр на 1...2 см меньше, чем размер поперечного сечения сваи. Этот тип свай применяют в пластично-мерзлых грунтах;

опускные (рис. 13.10, в), погружаемые в предварительно оттаиваемый грунт с помощью забивки. Оттаивание осуществляется с помощью паровых игл, причем объем оттаявшего грунта должен быть минимальным, чтобы обеспечивалось его быстрое замерзание.

Другие типы фундаментов, передающие нагрузки на сохраняемый слой вечномерзлого грунта, используют реже, так как их устройство требует значительных средств и затрат ручного труда

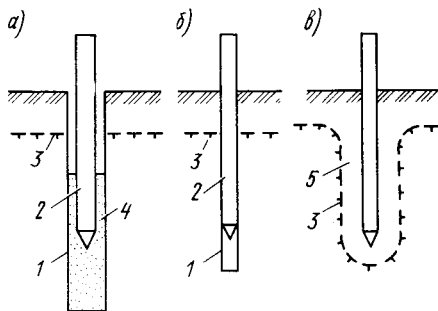


Рис. 13.10. Методы погружения свай в слой вечномерзлого грунта:

1 — скважина; 2 — свая; 3 — граница слоя вечномерзлого грунта; 4 — грунтовый раствор; 5 — оттаявший грунт

для сохранения вечномерзлого состояния грунтов при разработке котлованов и устройстве фундаментов.

При необходимости передачи значительных нагрузок на грунты оснований, сложенных вечномерзлыми грунтами, применяют столбчатые фундаменты. Их устраивают в предварительно пробуренных скважинах диаметром 0,8...1,2 м и более, в которые нагнетается бетонная смесь с прогреванием для обеспечения твердения до требуемой прочности. Режим прогревания требуется назначать таким, чтобы обеспечить минимальное оттаивание грунтов вокруг фундамента.

В настоящее время фундаменты зданий и сооружений на вечномерзлых грунтах очень часто устраивают по принципу II (без сохранения вечномерзлого состояния грунтов). Применение свайных фундаментов может оказаться целесообразным, если сваи прорезают толщу оттаявшего грунта и погружаются в слой грунта, не проявляющего просадочных свойств при оттаивании (рис. 13.11, а), или доходят до слоя скального грунта. Иногда длинные сваи применяют для передачи давления на вечномерзлые грунты, которые располагаются ниже зоны оттаивания, образующейся в результате выделения тепла от здания (рис. 13.11, б). В обоих упомянутых случаях при расчете свай следует учитывать влияние отрицательного трения, увеличивающего нагрузку на сваи.

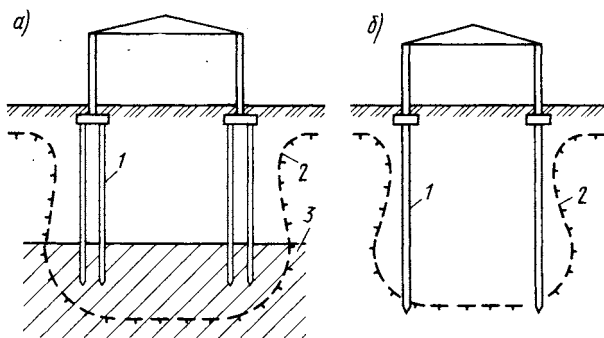


Рис. 13.11. Свайные фундаменты при устройстве фундаментов по принципу II:
1 — свая; 2 — граница вечномерзлого грунта; 3 — непросадочный слой плотного грунта

При использовании других типов фундаментов, в том числе и фундаментов в открытых котлованах, следует учитывать малую прочность и большую деформативность оттаявших грунтов, а при возможности развития значительных неравномерных осадков использовать мероприятия, направленные на уменьшение вредного влияния последних (устройство перекрестных ленточных фундаментов,

сплошных фундаментов, искусственное улучшение свойств оснований и т. п.). Проектирование и устройство фундаментов в данном случае осуществляются как для фундаментов в условиях обычного сезонного промерзания.

На фундаментах, возводимые по принципу II, при промерзании грунтов действуют значительные силы пучения, влияние которых снижают с помощью применения фундаментов анкерного типа или уменьшения площади контакта с промерзающим грунтом, располагаемая в верхней части фундамента наименьшее поперечное сечение.

В некоторых случаях для уменьшения сил морозного пучения в пределах зоны промерзания фундаменты покрывают незамерзающими обмазками на основе битумных материалов. Реже применяют эпоксидные смолы, которые делают гладкой поверхность смерзания и уменьшают силы пучения.

Значительного снижения сил морозного пучения можно добиться за счет обсыпки фундаментов непучинистыми материалами (гравием или песком), однако в этом случае обсыпки следует дренировать и защищать от заиливания, так как оно существенно увеличивает пучинистость грунтов.

ГЛАВА 14

ФУНДАМЕНТЫ ПРИ ДИНАМИЧЕСКИХ ВОЗДЕЙСТВИЯХ И МЕТОДЫ УСИЛЕНИЯ ОСНОВАНИЙ И ФУНДАМЕНТОВ

14.1. Методы расчета фундаментов на динамические воздействия от промышленного и хозяйственного оборудования

Источники колебаний. Основными источниками колебаний фундаментов и окружающего грунта являются: работа стационарно установленных машин и механизмов промышленного или хозяйственного оборудования, движение различных видов транспорта, выполнение некоторых строительных работ, взрывные работы, сейсмические воздействия, пульсация ветрового потока и т. п.

Часть источников динамических нагрузок характеризуется ударными воздействиями. Одиночный ударный импульс вызывает *свободные колебания* системы «фундамент — грунт» в отличие от *вынужденных колебаний*, создаваемых периодически изменяющейся внешней нагрузкой.

Типы машин. Используемые в качестве промышленного оборудования машины можно разделить на две основные категории: *периодического* и *непериодического действия*.

Машины периодического действия разделяют на три типа: с равномерным вращением (турбогенераторы, роторы, электродвигатели и др.); с равномерным вращением, связанным с возвратно-поступа-

тельным движением, передаваемым через кривошипно-шатунные механизмы (двигатели внутреннего сгорания, компрессоры, лесопильные рамы и др.); с возвратно-поступательным движением, связанным со следующими друг за другом ударами (вибрационно-ударные и встряхивающие машины).

Машины непериодического действия подразделяют также на три категории: с неравномерным вращением или возвратно-поступательным движением (штамповочные и ковочные молоты, копровые устройства и др.); передающие на фундамент случайные нагрузки (мельничные установки).

К фундаментам под машины промышленного и хозяйственного оборудования предъявляют следующие требования: удобное размещение и надежное крепление машины; исключение недопустимых деформаций, осадок и вибраций, нарушающих нормальную эксплуатацию оборудования и работу обслуживающего персонала; обеспечение прочности, устойчивости и выносливости элементов фундамента; недопущение передачи значительных колебаний через грунты оснований с целью предотвращения нарушения нормальной эксплуатационной пригодности зданий, в которых размещено оборудование, и соседних зданий и сооружений, выражающейся в чрезмерном проявлении вибраций и неравномерных осадок фундаментов, приводящих в некоторых случаях к разрушению несущих и ограждающих конструкций.

Расчет оснований и фундаментов под машины промышленного и хозяйственного оборудования состоит из следующих этапов.

1. Определение амплитуд колебаний фундаментов и сравнение их с предельно допустимыми по условию:

$$a \leq a_w, \quad (14.1)$$

где a — амплитуда колебаний фундаментов, полученная в результате расчета; a_w — максимально допустимая амплитуда колебаний фундамента, принимаемая по СНиПу.

2. Проверка среднего давления под подошвой фундамента по условию:

$$p \leq \gamma_c \gamma_g R, \quad (14.2)$$

где γ_c — коэффициент условий работы, учитывающий степень ответственности машин и специфику динамической нагрузки; γ_g — коэффициент надежности по грунту, учитывающий возможность возникновения длительных деформаций виброползучести; R — расчетное сопротивление грунта основания, определяемое по формуле (4.10).

3. Расчет прочности элементов конструкции фундамента, выполняемый в соответствии с требованиями норм проектирования железобетонных и других конструкций.

Для динамических расчетов оснований и фундаментов необходи-

мо знать основную упругую характеристику естественного основания, называемую *коэффициентом относительного упругого равномерного сжатия* C_z , которую, как правило, определяют по результатам экспериментальных исследований. При отсутствии экспериментальных данных нормы рекомендуют определять C_z по формуле

$$C_z = b_0 E (1 + \sqrt{A_0/A}), \quad (14.3)$$

где b_0 — коэффициент m^{-1} (для песков $b_0 = 1$; для супесей и суглинков — 1,2; для глин — 1,5); E — модуль деформаций грунта; A_0 — принимается равной 10 м^2 ; A — площадь подошвы фундамента.

Если фундамент имеет площадь подошвы более 200 м^2 , то значение C_z в данном случае принимают равным как для фундаментов с $A = 200 \text{ м}^2$.

Коэффициент упругого равномерного сжатия C_z оценивает упругие свойства основания при вертикальных колебаниях (рис. 14.1, а). При горизонтальных колебаниях (рис. 14.1, б) упругие свойства

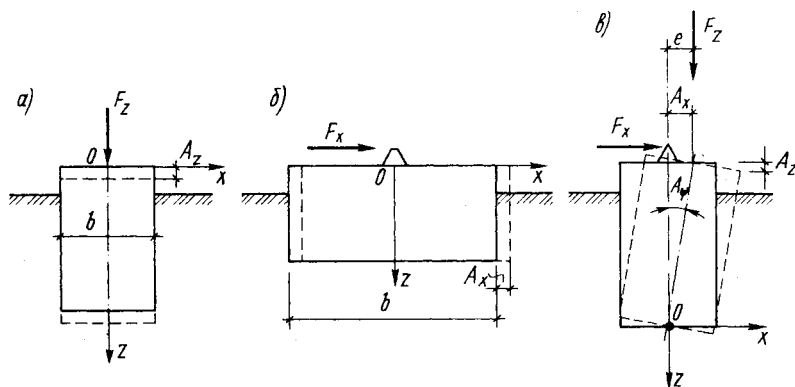


Рис. 14.1. Схемы вынужденных колебаний фундамента: а — вертикальных; б — горизонтальных; в — вращательных

основания оценивают с помощью коэффициента равномерного сжатия в горизонтальном направлении

$$C_x = 0,7 C_z. \quad (14.4)$$

При эксцентричном приложении вертикальной и горизонтальной возмущающей динамической нагрузки помимо поступательных перемещений в вертикальном (z) и горизонтальном (x) направлениях будут происходить и вращательные колебания, характеризующиеся углами поворота относительно горизонтальной оси, перпендикулярной плоскости колебаний (φ) и относительно вертикальной оси (Ψ), проходящих через центр тяжести сечения (рис. 14.1, в).

Величина поворотов φ и Ψ характеризуется коэффициентами неравномерного упругого сжатия (поворота) C_φ и неравномерного упругого сдвига C_ψ , которые определяются из выражений:

$$C_\varphi = 2C_x; C_\psi = C_x. \quad (14.5)$$

Методы расчета фундаментов под машины с вращательным и возвратно-поступательным движением. Фундаменты под машины с вращательным и возвратно-поступательным движением следует проектировать и возводить:

рамными, состоящими из ряда поперечных или продольных рам, опирающихся на нижнюю опорную плиту или ростверк и объединенных поверху балками или плитами для придания фундаменту большей жесткости;

стенчатыми, представляющими собой систему продольных или поперечных стен, опираемых на опорную плиту и связанных поверху балками или плитами;

массивными, представляющими собой жесткую сплошную конструкцию, выполняемую, как правило, в монолитном варианте.

Для машин с вращательным движением при проверке условия (14.2) коэффициент γ_c принимают равным 0,8; для мелких и пылеватых песков и пылевато-глинистых грунтов в текучем состоянии $\gamma_g = 0,7$, в остальных случаях $\gamma_g = 1$. Для машин с возвратно-поступательным движением $\gamma_c = 1$, для мелких и пылеватых песков и пылевато-глинистых грунтов в текучем состоянии $\gamma_g = 0,6$, в остальных случаях $\gamma_g = 1$.

Значение амплитуды вертикальных колебаний массивного фундамента при внецентренном приложении возмущающей нагрузки складывается из двух составляющих (рис. 14.1, σ):

$$A_b = A_z + A'_z, \quad (14.6)$$

где A_z и A'_z — соответственно амплитуда колебаний от центрального действия внешней нагрузки и вертикальная составляющая амплитуда колебаний от поворота фундамента при внецентренном приложении внешней нагрузки.

Значения составляющих амплитуды колебаний определяют из выражений:

$$A_z = \frac{F}{k_x \sqrt{\left[1 - \left(\frac{\omega}{\lambda_x}\right)^2\right]^2 + 4\xi_x^2 \left(\frac{\omega}{\lambda_x}\right)^2}}; \quad (14.7)$$

$$A'_z = \frac{F e l \beta}{2k_x h_x^2} \sqrt{\frac{\left[1 - \left(\frac{\omega}{\lambda_x}\right)^2\right]^2 + 4\xi_x^2 \left(\frac{\omega}{\lambda_x}\right)^2}{\Omega_1^2 + 4\xi_x^2 \left(\frac{\omega}{\lambda_x}\right)^2 \Omega_2^2}}; \quad (14.8)$$

где F и e — соответственно вертикальная составляющая возмущающих сил и эксцентриситет ее приложения; k_z — коэффициент жесткости основания, равный $k_z = C_z A$ (A — площадь подошвы); λ_z — круговая частота собственных вертикальных колебаний фундамента $\lambda_z = \sqrt{k_z/m_n}$ (m_n — полная масса установки); ω — круговая частота колебаний возмущающей силы; ξ_z — коэффициент демпфирования, характеризующий рассеивание энергии в основании за счет внутреннего трения и других факторов, равный $\xi_z = 0,7\sqrt{p}$ (p — давление под подошвой фундамента); l — длина фундамента; k_x — коэффициент жесткости основания в горизонтальном направлении, равный $k_x = c_x A$; ξ_x — коэффициент демпфирования в горизонтальном направлении $\xi_x = 0,6\xi_z$;

$$\Omega_1 = \left(\frac{\omega}{\lambda_x}\right)^4 + (1 + \beta) \left\{ \left(\frac{\lambda_\varphi}{\lambda_x}\right)^2 - \left(\frac{\omega}{\lambda_x}\right) \times \left[1 + \left(\frac{\lambda_\varphi}{\lambda_x}\right)^2 + 4\xi_x \xi_\varphi \frac{\lambda_\varphi}{\lambda_x} \right] \right\}; \quad (14.9)$$

$$\Omega_2 = (1 + \beta) \left\{ \left(\frac{\lambda_\varphi}{\lambda_x}\right)^2 + \frac{\lambda_\varphi \xi_\varphi}{\lambda_x \xi_x} - \left(\frac{\omega}{\lambda_x}\right)^2 \left[1 + \frac{\lambda_\varphi \xi_\varphi}{\lambda_x \xi_x} \right] \right\}, \quad (14.10)$$

где $\beta = h_2^2 m_n / \theta$; (θ — момент инерции массы всей установки относительно оси, проходящей через общий центр тяжести перпендикулярно плоскости колебаний); λ_x и λ_φ — круговые частоты собственных горизонтальных и вращательных колебаний фундамента

$$\lambda_x = \sqrt{k_x/m_n}; \quad \lambda_\varphi = \sqrt{\bar{k}_\varphi/\theta_0}; \quad (14.11)$$

$$\bar{k}_\varphi = k_\varphi - Gh_2, \quad (14.12)$$

k_φ — коэффициенты жесткости основания, равный $k_\varphi = C_\varphi J$ (J — момент инерции подошвы фундамента); G — вес фундамента обратной засыпки и машины; θ_0 — момент инерции массы всей установки относительно оси, перпендикулярной плоскости колебаний, проходящей через центр тяжести подошвы фундамента; h_2 — расстояние от подошвы фундамента до центра тяжести установки.

Фундаменты под машины ударного действия. Некоторое оборудование, используемое в условиях современного производства, характеризуется работой в ударном режиме. Ударные нагрузки на фундаменты создают кузнечные, ковочные, штамповочные молоты и другое оборудование. Значительные колебания в данном случае не рекомендуется передавать непосредственно на

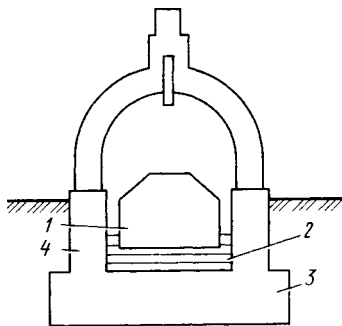


Рис. 14.2. Схема фундамента молота

грунт основания, так как вибрации, возникающие в окружающих конструкциях и соседних зданиях, могут привести к нарушению эксплуатационной пригодности последних. В связи с этим фундаменты под молоты имеют особую конструкцию (рис. 14.2). Они состоят из шабота 1, по которому производится удар, подшаботных прокладок 2 из дерева, литой резины или другого упругого материала, снижающих интенсивность удара, подшаботкой плиты 3 со стенками 4.

При ударных нагрузках амплитуду вертикальных колебаний определяют по формуле

$$A_z = \frac{(1 + \varepsilon) v G_0}{(1 + 1,67 \xi_z) \lambda_z G} \quad (14.13)$$

где ε — коэффициент восстановления скорости удара; v — скорость падающих частей молота в начале удара; G_0 — значение веса падающих частей молота; ξ_x — коэффициент относительного демпфирования

$$\xi_z = 1 \sqrt{E/C_z p}, \quad (14.14)$$

λ_z — круговая частота собственных колебаний фундамента; G — общий вес фундамента.

При установке машины с эксцентриситетом относительно главной центральной оси фундамента:

$$A_b = A_z + A'_z, \quad (14.15)$$

где A_z определяют по формуле (14.13), а A'_z — из выражения

$$A'_z = \frac{(1 + \varepsilon) v G_0 e l \beta}{2 G h^2 \lambda_\varphi (1 + \beta) (1 + 1,67 \xi_\varphi)}, \quad (14.16)$$

e — эксцентриситет удара; l — длина фундамента; остальные обозначения те же, что и в формулах (14.9) и (14.10).

Максимальное значение амплитуды колебаний фундамента $a_u = 1,2$ мм, а при устройстве фундаментов машин с ударными нагрузками на мелких, пылеватых маловлажных и на всех водонасыщенных песках — 0,8 мм.

Наиболее опасным явлением при эксплуатации фундаментов с динамическими нагрузками является возникновение *резонансных колебаний*, при которых частота возмущающей силы совпадает с частотой собственных колебаний фундамента. В этом случае амплитуда колебаний, возрастая в несколько раз, может быть опасной для несущей способности отдельных конструкций и даже всего фундамента в целом. В связи с тем что при проектировании фундаментов могут быть допущены неточности в расчете и при определении физико-механических характеристик грунтов, то после начала эксплуатации фундамента может возникнуть явление резонанса.

Для устранения этого явления обычно предусматривают возможность изменения собственной частоты колебаний после устройства фундаментов. Упомянутое осуществляется с помощью увеличения площади подошвы фундамента без значительного повышения его веса. Иногда прибегают к устройству буронабивных свай, которые устраивают в отверстиях, специально оставляемых в выступающих частях фундаментов. В некоторых случаях для уменьшения амплитуды колебаний используют специальные виброгасители или прибегают к опиранию оборудования на фундамент через виброизоляторы.

14.2. Фундаменты при сейсмических воздействиях

Сейсмическими явлениями или землетрясениями называют колебательные движения земной коры в результате проявления внутренних сил земли. Землетрясения вызывают колебания зданий и сооружений и появление сил инерции. Колебания и силы инерции называют *сейсмическими воздействиями*.

Следствием сейсмических воздействий являются деформации и перемещения отдельных конструкций, а также частичное или полное разрушение зданий. Сейсмические воздействия учитываются при 7...9 баллах. При 10 баллах строительство разрешается в исключительных случаях со специальным обоснованием.

Балл сейсмичности для данного типа здания устанавливается по району строительства с учетом дополнительного микрорайонирования, выполняемого на основании специфики инженерно-геологических условий на строительной площадке.

Грунтовые условия строительной площадки подразделяют на три категории: I — *хорошие грунты* (скальные, крупнообломочные и песчаные, плотные маловлажные и вечномерзлые прочные); II — *грунты среднего качества* (скальные, крупнообломочные, песчаные влажные, пылевато-глинистые с $I_L \leq 0,5$ и некоторые вечномерзлые); III — *грунты низкого качества* (рыхлые пески, водонасыщенные слабые, пылевато-глинистые и вечномерзлые оттаивающие).

Для грунтов I категории разрешается уменьшать сейсмичность района строительства на 1 балл.

Расчет фундаментных конструкций и их оснований выполняют на основное и особое сочетание нагрузок, причем в последнее обязательно включается сейсмическая нагрузка. Расчетную сейсмическую нагрузку получают в результате динамического расчета всего здания на колебания и прикладывают в точках расположения масс элементов конструкций.

При динамическом расчете учитывают массу отдельных элементов здания, сейсмичность района, формы собственных колебаний, особенности колебаний сооружения, тип грунтовых условий, конструктивное решение сооружения и характер допускаемых повреждений и дефектов. После получения сейсмических нагрузок на основании принципа Даламбера проводят статический расчет конструкций

здания в предположении совместного действия сейсмической и статической нагрузки.

Дополнительные горизонтальные нормальные и касательные напряжения, возникающие в основании при прохождении сейсмических волн, определяют по формулам:

$$\sigma = \pm \frac{1}{2\pi} k_c \gamma C_p T_0; \tau = \pm \frac{1}{2\pi} k_c \gamma C_s T_0, \quad (14.17)$$

где k_c — коэффициент сейсмичности (при 7 баллах $k_c = 0,025$; при 8 баллах — $0,05$ и при 9 баллах — $0,1$); γ — удельный вес грунта; C_p и C_s — соответственно скорости распространения продольных и поперечных сейсмических волн; $T_0 = 0,5$ — период скорости сейсмических колебаний, с.

Сейсмические инерционные нагрузки, действующие на фундамент во время землетрясения, определяют по формуле

$$S_{ik} = G_k \gamma_n k_c \beta_i^0 \eta_{ik}, \quad (14.18)$$

где G_k — вес элемента сооружения, отнесенный к точке k ; γ_n — коэффициент, зависящий от класса сооружения (принимается в пределах $1 \dots 1,5$); β_i^0 — коэффициент динамичности; η_{ik} — коэффициент, учитывающий форму колебаний.

При проектировании и строительстве в сейсмических районах глубину заложения фундаментов в грунтах I и II категорий назначают как для несейсмических районов, но не менее 1 м; грунты III категории требуют предварительного искусственного улучшения.

Фундаменты зданий и их отдельных отсеков рекомендуется закладывать на одном уровне во избежание изменения частоты собственных колебаний. В зданиях повышенной этажности следует увеличивать глубину заложения с помощью устройства дополнительных подземных этажей.

При прохождении сейсмических волн поверхность грунта может испытывать растяжение и сжатие в различных направлениях, что может вызвать подвижку фундаментов относительно друг друга, поэтому для исключения подвижки и устойчивости фундаментов рекомендуется возводить сплошные плитные фундаменты или непрерывные фундаменты из перекрестных лент (рис. 14.3, а), устраиваемых в сборном или монолитном варианте. Для усиления сборных фундаментов по верху подушки укладывают арматурные сетки и устраивают перевязку блоков в углах и пересечениях, а при сейсмичности 9 баллов армируют все сопряжения стен подвалов. Фундаменты каркасных зданий допускается устанавливать на отдельные фундаменты, которые соединяются друг с другом железобетонными вставками (рис. 14.3, б).

Для предотвращения подвижки здания по обрезу фундамента гидроизоляцию стен необходимо выполнять в виде цементного слоя. Применение гидроизоляции на битумной основе не разрешается.

При использовании свайных фундаментов необходима жесткая заделка свай в непрерывный ростверк для восприятия горизонтальных усилий, возникающих при землетрясениях, при этом следует стремиться опираться нижние концы свай на плотные грунты. Влияние сейсмических воздействий на работу свайных фундаментов учитывают с помощью понижающих коэффициентов условий работы, при расчете несущей способности основания по боковой поверхности и под острием свай.

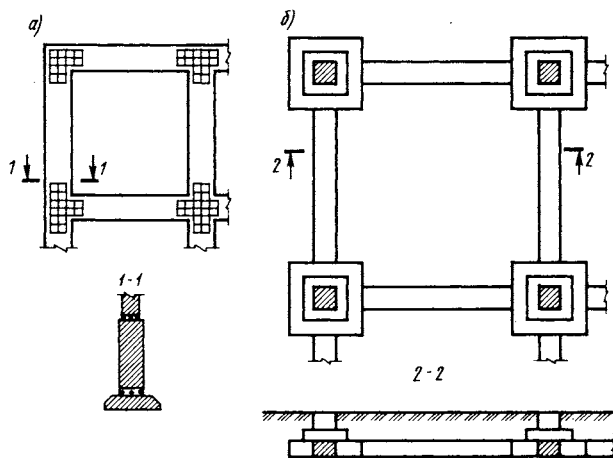


Рис. 14.3. Схемы фундаментов в сейсмических районах

Самыми неблагоприятными основаниями являются водонасыщенные пески, способные разжижаться в условиях сейсмических воздействий и приводить к провальным осадкам зданий, поэтому их следует использовать в качестве оснований только после предварительного уплотнения вибрированием, песчаными сваями или каким-либо другим способом.

Проектирование и устройство фундаментов с учетом сейсмических воздействий гарантируют сохранность сооружения при условии, если и надземная часть здания возведена с учетом данных воздействий.

14.3. Методы усиления оснований и фундаментов при реконструкции сооружений

В результате истечения срока эксплуатации сооружений, необходимости использования новых технологий при интенсификации или переориентации производства в цехах промышленных зданий, изменения условий эксплуатации строений, прокладки новых под-

земных коммуникаций, возведения зданий рядом с уже существующими, а также развития незатухающей дополнительной осадки требуется оценка обеспечения фундаментами дальнейшей нормальной эксплуатации, а в необходимых случаях — реконструкция и усиление оснований и фундаментов.

Усиление фундаментов необходимо выполнять в следующих условиях:

при увеличении нагрузки на фундаменты, возможной при реконструкции, капитальном ремонте и надстройке зданий;

при разрушении конструкции фундамента при ее расположении в агрессивной среде;

при увеличении деформативности и ухудшении условий устойчивости оснований в результате дополнительного увлажнения или ухудшения свойств грунтов в силу изменения инженерно-геологических условий;

при развитии недопустимых осадок, происходящих, как правило, в результате ошибок, допущенных при проектировании вследствие неправильной оценки несущей способности и деформативности основания или при строительстве и вызвавших нарушение природной структуры грунта.

В настоящее время используют следующие методы усиления оснований и фундаментов: изменение условий передачи давления по подошве фундамента на грунты оснований; повышение прочности конструкции фундамента; увеличение несущей способности грунтов, слагающих основание; пересадка фундаментов на сваи; изменение условий передачи давления по подошве фундамента на грунт оснований с помощью увеличения опорной площади, заглубления фундамента, устройства под зданием фундаментной плиты и введение дополнительных опор.

При недостаточной несущей способности основания увеличивают площадь фундаментов. Уширение выполняют двумя способами: без обжатия грунтов основания и с предварительным обжатием.

В первом случае уширение производится с помощью дополнительных частей (банкетов), которые могут быть односторонними (при внецентренной нагрузке) или двусторонними (при центральной). Фундаменты под колонны чаще всего усиливают по всему периметру. Банкеты и существующие фундаменты должны быть жестко соединены, для чего используют штрабы (рис. 14.4, а) либо специальные металлические и железобетонные балки (рис. 14.4, б, в).

Ширина банкета в нижней части должна быть не менее 30 см, в верхней — 20 см.

При необходимости ряд одиночных фундаментов может быть превращен в ленточный, а несколько ленточных фундаментов — в сплошную железобетонную плиту. Иногда уширение ленточных и отдельных фундаментов выполняют с применением арматуры, располагаемой в банкетах (рис. 14.5, а, б).

При уширении без обжатия (рис. 14.4 и 14.5, а) уширенная часть

фундамента вступает в работу только после значительного увеличения внешней нагрузки, когда появятся дополнительные осадки, причем уширения воспримут только часть дополнительной нагрузки, значительная же ее часть будет по-прежнему передаваться через подошву старого фундамента, что вполне допустимо, поскольку вышор грунта из-под старой подошвы затруднен вследствие пригрузки основания уширениями фундамента (рис. 14.5, а).

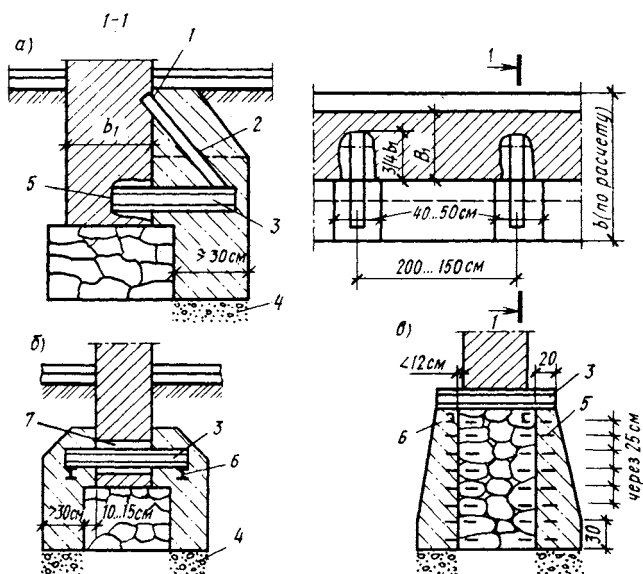


Рис. 14.4. Уширение ленточных фундаментов монолитными банкетами:

а — одностороннее уширение; б, в — двустороннее уширение соответственно при большом и в значительном увеличении размера подошвы фундамента; 1 — упорный уголок; 2 — подкос; 3 — рабочая балка; 4 — щебеночная подготовка; 5 — анкер; 6 — распределительная балка; 7 — зачеканка литым бетоном

При уширении фундамента с обжатием основания (рис. 14.5, б) вдоль боковых граней фундамента разрабатывают траншею и бетонуют примыкающие к граням фундамента банкеты отдельными участками по длине омоноличивания с кладкой. Затем устанавливают в проемах фундаментов пакеты из стальных балок для упоров в них гидравлических домкратов. Домкраты обжимают основание под новыми частями фундамента. До перестановки домкратов банкеты расклинивают, сохраняя тем самым напряжения под их подошвой. После перестановки домкратов пространство между банкетами и стальными пакетами заливают бетоном. В этом случае уширения будут воспринимать большую часть дополнительной давления по сравнению с предыдущим случаем (рис. 14.5, в).

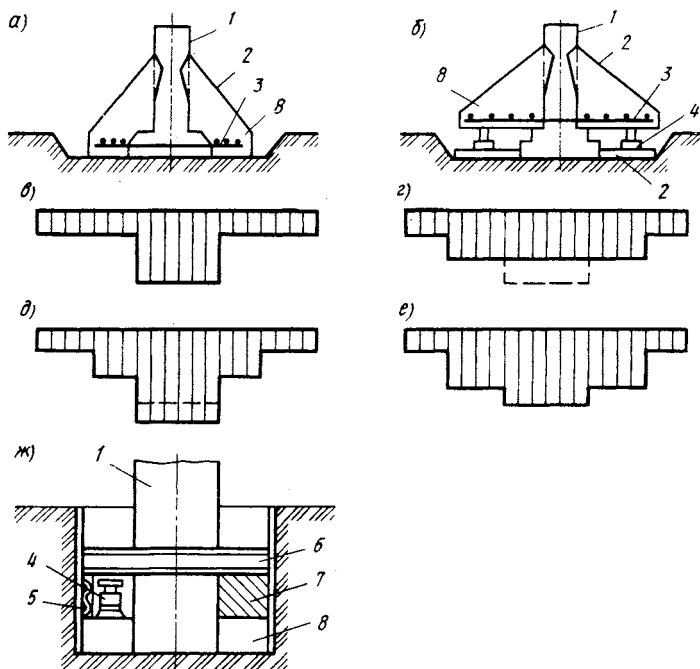


Рис. 14.5. Конструкции уширения подошвы фундаментов:

a — без обжатия грунта основания; *б, ж* — с обжатием грунта домкратами; *в* — эпора давления до усиления; *г* — то же, после обжатия грунта домкратами (эпора до усиления показана пунктиром); *д, е* — то же, после усиления и загрузки фундаментом; 1 — усиливаемый фундамент; 2 — конструкция уширения; 3 — арматура; 4 — домкрат; 5 — клинья; 6 — пакеты из металлических балок; 7 — бетон; 8 — банкет

Недостающая площадь подошвы фундамента, которая должна быть добавлена в связи с повышением нагрузок при реконструкции, равна:

$$A_d = N_0/p - A, \quad (14.19)$$

где N_0 — увеличенная нагрузка на фундамент; p — среднее давление по подошве усиливаемого фундамента; A — площадь подошвы усиливаемого фундамента.

Перемещение наиболее удаленной от усиливаемого фундамента грани банкета можно определить по формуле

$$\Delta s = pb_b/E, \quad (14.20)$$

где b_b — ширина банкета; E — модуль деформации грунта.

Для усиления фундаментов совместно с обжатием грунтов можно применять плоские гидравлические домкраты (рис. 14.6, *a*), представляющие собой плоские резервуары из двух тонких (1...3 мм)

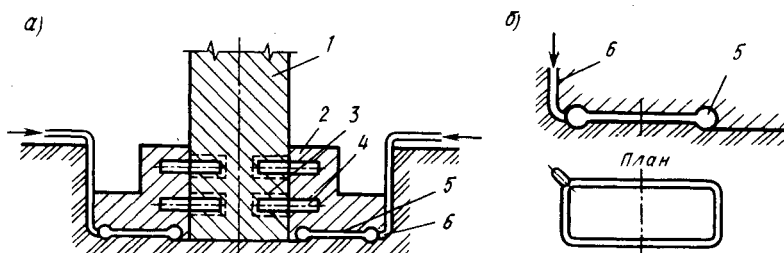


Рис. 14.6. Усиление фундамента с применением плоских домкратов:
a — схема усиления; *b* — деталь размещения домкрата; 1 — фундамент; 2 — банкетки; 3 — штрабы в фундаменте; 4 — балки; 5 — плоский домкрат; 6 — трубка для нагнетания жидкости в домкрат

металлических листов, имеющих по периметру валик круглого сечения диаметром 20...80 мм (рис. 14.6, б). В домкраты рекомендуется нагнетать твердеющие жидкости (эпоксидную смолу, цементный раствор), которые фиксируют созданное напряженное состояние.

Для предварительного уплотнения грунтов применяют и другой метод, заключающийся в установке с двух сторон существующего фундамента дополнительных железобетонных блоков уширения, нижняя часть стягивается гибкими анкерами из арматурной стали, пронизанными сквозь них и существующие фундаменты (рис. 14.7). Верхнюю часть блоков разжимают с помощью домкратов или забивных клиньев. В результате блоки, поворачиваясь вокруг нижней закрепленной точки, обжимают грунт основания, а затем в этом положении щели между фундаментами и блоками заполняются бетоном. Такой способ особенно удобен, если у усиляемого фундамента отсутствуют развитые консоли.

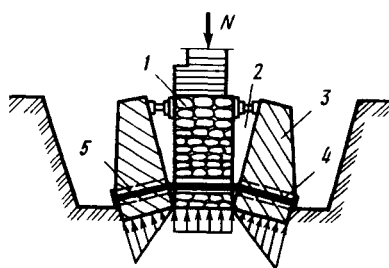


Рис. 14.7. Усиление фундаментов дополнительными блоками, обжимающими грунт оснований при их повороте:
 1 — существующий фундамент; 2 — щель, раскрывающаяся при повороте блоков и заполняемая бетоном; 3 — железобетонный блок; 4 — анкерное крепление; 5 — отверстие для анкеров, заполняемое раствором по окончании работ

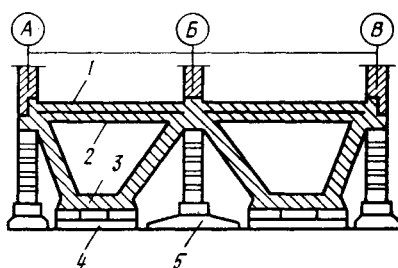


Рис. 14.8. Увеличение опорной площади фундаментов:

1 — распределительная монолитная обвязка по периметру стен; 2 — монолитные участки перекрытий; 3 — важимная рамная конструкция из монолитного железобетона; 4 — дополнительный фундамент из сборных плит; 5 — основной фундамент из сборных плит

В случае необходимости значительного увеличения площади фундаментов может быть предложен другой метод, сущность которого заключается в укладке на щебеночную подготовку дополнительных железобетонных плит (рис. 14.8). Плиты располагают в виде двух (или более) лент, уложенных в продольном направлении, перпендикулярном существующим поперечным стенам. На каждой ленте дополнительного фундамента устанавливают опалубку и арматуру нажимных рам, которые состоят из нижних горизонтальных ригелей сечением 40×60 см, лежащих на новых фундаментах, и наклонных стоек упоров такого же сечения. Рамы передают усилия на пояса-обвязки поперечных стен, по которым ведется кладка кирпичных стен надземных стен здания. Для образования замкнутого контура нажимных рам над ними, в плоскости перекрытия над техническим подпольем, устраивают монолитные участки железобетона в виде полос шириной 60 см, высотой, равной высоте сборных плит перекрытия.

К увеличению глубины заложения фундаментов прибегают реже из-за значительной трудоемкости. Однако этот способ применяют в случае необходимости увеличения глубины подвала, переноса подошвы фундамента на более плотные нижележащие слои грунта и т. д.

Для ленточных фундаментов эту процедуру выполняют в такой последовательности (рис. 14.9). Сначала в несущей стене прорубают отверстия, через которые пропускают разгружающие балки, устанавливаемые на бетонные тумбы или специальные опоры. Учитывая возможность осадки грунта, целесообразно опирать балки на домкраты, что позволяет регулировать положение опор при увеличении деформации основания.

Работы по увеличению глубины заложения ведут отдельными захватками длиной 2,5...3 м.

При заглублении фундамента под колонну применяют подкосы (рис. 14.10) или специальную конструкцию — «ножницы» (рис. 14.11).

Подводка под здание фундаментной плиты снижает давление на подошву и используется при существенном возрастании нагрузок или значительных неравномерных осадках и слабых грунтах оснований. Плиту толщиной до 25 см укладывают на щебеночную подго-

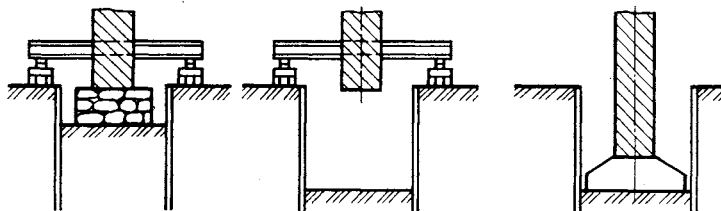


Рис. 14.9. Заглубление ленточных фундаментов

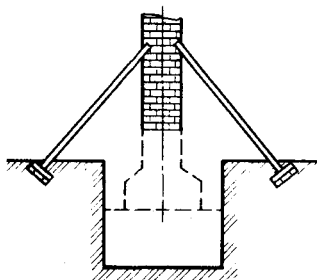


Рис. 14.10. Перенос отметки заложения подошвы фундамента под колонну

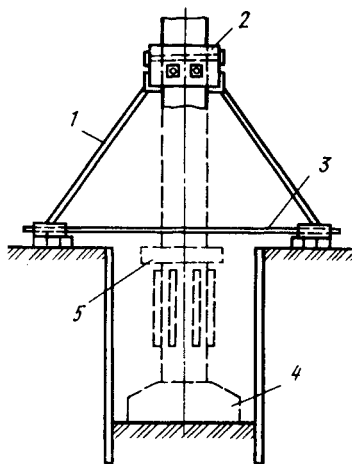


Рис. 14.11. Подводка фундаментов под колонны на глубоких отметках с помощью приспособления «ножницы»: 1 — подкос; 2 — воротник; 3 — стальной анкер; 4 — новый фундамент; 5 — старый фундамент

товку (рис. 14.12); сечение ее второстепенных балок 30×40 см, главных — 50×100 см. Шаг второстепенных балок около 2,5 м. Глубина заделки плиты в существующие стены $30 \dots 40$ см, ее целесообразно устраивать не на уровне уже существующих фундаментов, а на $75 \dots 80$ см выше.

Введение дополнительных опор целесообразно при сплошной замене перекрытий и при больших (более 7,5 м) пролетах. Необходимо соблюдать условие равномерности осадок существующих

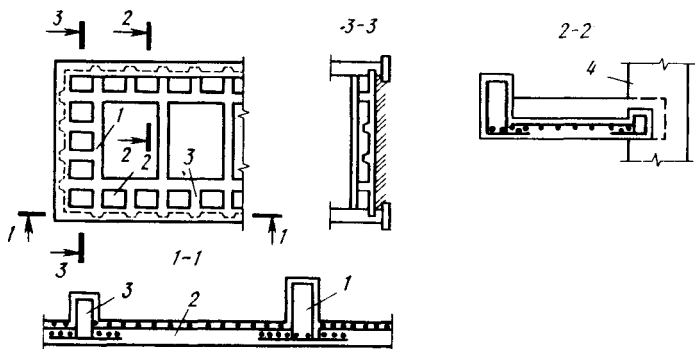


Рис. 14.12. Фундаментные плиты:

1 — прогоны фундаментной плиты; 2 — плита; 3 — балки фундаментной плиты; 4 — существующие конструкции

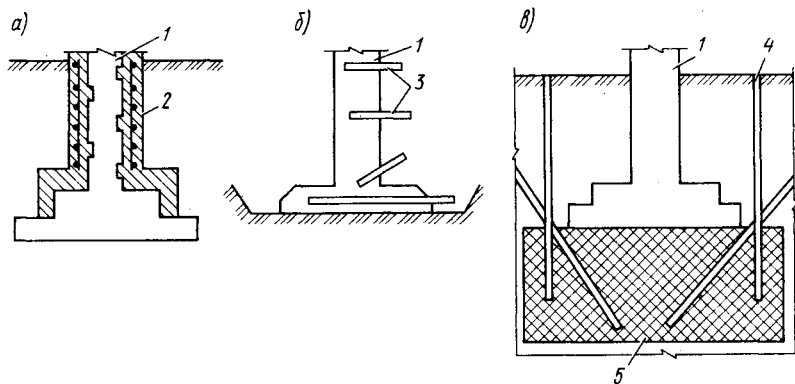


Рис. 14.13. Увеличение прочности оснований и фундаментов:

a — наращиванием с помощью обойм; *б* — инъекцией раствора в кладку; *в* — закреплением грунта под фундаментом; 1 — усаживаемый фундамент; 2 — железобетонная обойма; 3 — трубки для инъекции; 4 — инъекторы; 5 — закрепленный грунт

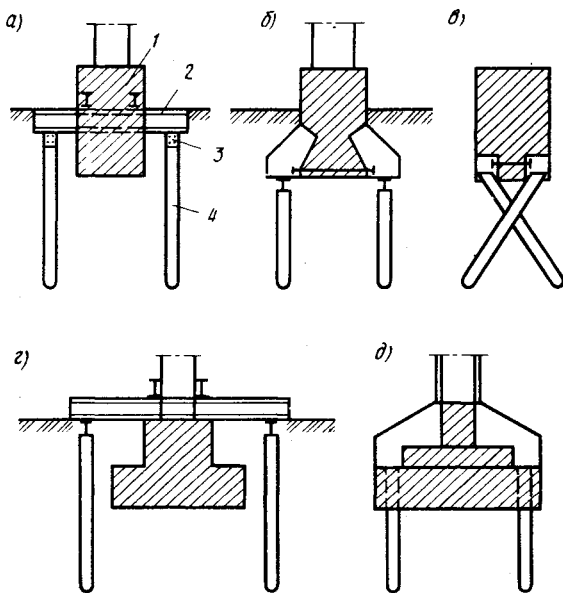


Рис. 14.14. Усиление ленточных и одиночных фундаментов набивными сваями:

1 — существующий фундамент; 2 — рандбалка (железобетонная или металлическая); 3 — свайный ростверк; 4 — набивная свая

и вновь возводимых опор, имея в виду, что осадки уже построенных опор стабилизировались и практически равны нулю.

Повышение прочности конструкций фундаментов достигается с помощью устройства железобетонных или металлических (с последующим обетонированием) обойм (рис. 14.13, а) или инъектированием в кладку фундамента цементного раствора (рис. 14.13, б). Иногда оба способа используются одновременно.

Увеличение несущей способности грунтов основания осуществляется с помощью методов закрепления грунтов, рассмотренных в гл. 12. Обычно закрепление осуществляют с помощью инъекторов, погружаемых в грунт под подошвой фундамента (рис. 14.13, в). Применение набивных свай при усилении фундаментов может быть рекомендовано при высокой деформируемости грунтов, наличии подземных вод, осложняющих процесс уширения, и при значительном увеличении внешних нагрузок. Несущую способность и число свай определяют расчетом. Недостатком такого способа является его сложность из-за необходимости подводки набивных свай. Сваи формируются в грунте обычно из подвальных помещений с помощью обсадных труб либо в предварительно пробуренных скважинах (рис. 14.14, а — д).

Кроме набивных свай в последнее время все большее распространение получают вдавливаемые сваи, состоящие из отдельных сборных железобетонных элементов квадратного (20 × 20, 30 × 30) или круглого (со сквозным каналом) поперечного сечения длиной 80...100 см. Эти звенья последовательно вдавливаются в грунт с помощью домкратов (рис. 14.15).

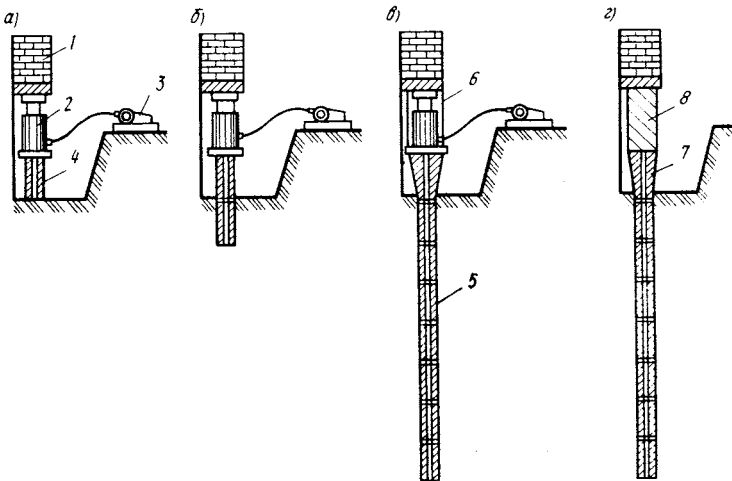


Рис. 14.15. Последовательность работ по устройству свай Мега:
а — г — этапы выполнения работ; 1 — несущая стена; 2 — домкрат; 3 — насосная станция; 4 — нижний элемент; 5 — рядовой элемент свай; 6 — стойка; 7 — распределительная балка; 8 — головной элемент

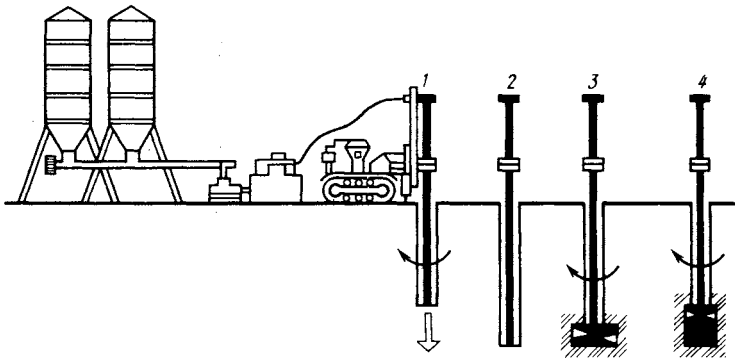


Рис. 14.16. Изготовление свай в грунте с помощью высоконапорной струи:
 1, 2 — образование скважин струей; 3, 4 — заполнение скважин раствором твердеющего материала

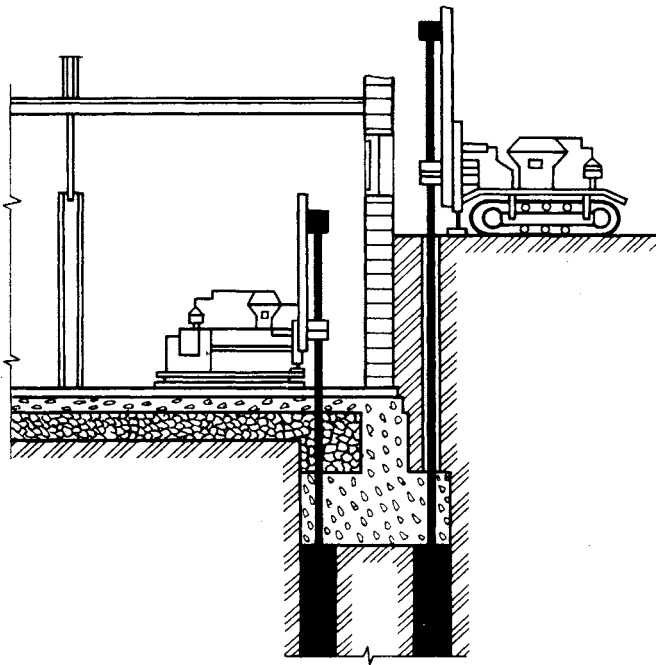


Рис. 14.17. Подведение свайных фундаментов под реконструируемое здание

Наиболее эффективной при усилении фундаментов является *струйная технология*, позволяющая создавать несущие конструкции в грунте. Она основывается на использовании энергии водяной струи для прорезки в грунте полостей, заполняемых бетонной смесью.

Главным элементом устройства для образования щелей, скважин или полости является струйный гидромонитор, имеющий на боковой поверхности водяные сопла, в нижней — отверстия для подачи бетона, в верхней — подводящие трубопроводы и штангу для опускания монитора в скважину. Высоконапорная струя воды под большим давлением способна разрезать грунты и другие твердые материалы, а при добавке в струю абразивного материала даже железобетон. Для увеличения разрушающего воздействия струя поступает под защитой воздушного потока или подаваемых одновременно водяного и воздушного потоков.

При опускании монитора в лидерную скважину можно выполнять вертикальные разрезы, разрушая и удаляя грунт высоконапорными струями с последующим заполнением полостей раствором вяжущего материала, получая в грунте плоские элементы (типа щелевых фундаментов). Вращая монитор в грунте с одновременным подъемом, можно получить цилиндрические элементы — сваи (рис. 14.16). Часто струйную технологию используют при реконструкции для устройства цементно-грунтовых свай.

Струйная технология имеет большие преимущества: не вызывает динамических воздействий, может применяться при работе в стесненных условиях, так как не имеет громоздкого оборудования (рис. 14.17) при высокой производительности, и может оказаться незаменимой при укреплении грунтов оснований деформирующихся зданий, устранении кренов, ликвидации неравномерных осадок и т. д.

Контрольные вопросы к разделу IV

1. Какие грунты называют структурно неустойчивыми? Перечислите их виды.
2. В силу каких причин происходит нарушение структуры грунтов?
3. Какие грунты называют слабыми? Назовите мероприятия и конструктивные решения, используемые при строительстве на слабых грунтах.
4. Какие типы грунтов относятся к просадочным?
5. Назовите основные способы устройства фундаментов на лёссовых грунтах.
6. Перечислите конструктивные решения, позволяющие эксплуатировать фундаменты при сохранении в основании свойства просадочности грунтов.
7. Какие грунты называют набухающими? Перечислите мероприятия и решения, используемые при устройстве фундаментов на набухающих грунтах.
8. Как осуществляется строительство фундаментов зданий на насыпных грунтах?
9. Назовите мероприятия и конструктивные решения, используемые при возведении фундаментов на засоленных грунтах.
10. Как осуществляется устройство фундаментов на подрабатываемых территориях?
11. Какие грунты называют вечномёрзлыми? Назовите принципы проектирования и строительства на территориях, сложенных вечномёрзлыми грунтами,

и перечислите конструктивные решения зданий и сооружений в зависимости от принятого принципа.

12. Какие методы устройства фундаментов и их конструкции используют при строительстве в районах распространения вечной мерзлоты?

13. Перечислите типы машин промышленного и хозяйственного оборудования. Какие требования предъявляются к фундаментам под такие машины?

14. Как выполняют расчет фундаментов машин, работающих в динамическом режиме?

15. Что называют сейсмическими явлениями и как они учитываются при проектировании оснований и фундаментов?

16. Какие конструктивные мероприятия используют для снижения неблагоприятного влияния сейсмических воздействий?

17. В каких случаях требуется выполнять усиление оснований и фундаментов?

18. Перечислите методы усиления оснований и фундаментов и назовите условия их применения.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Для устройства оснований и возведения фундаментов важным фактором является выбор оптимального решения, назначаемого с помощью вариантного проектирования и оптимизационных методов расчета. В настоящее время выбор наиболее приемлемого решения осуществляется, как правило, при технико-экономическом сравнении различных вариантов устройства оснований и фундаментов, которые производятся по следующим показателям: экономической эффективности, с помощью определения приведенных затрат; материалоёмкости; необходимости выполнения работ в сжатые сроки; величинам допустимых осадок и их возможных неравномерностей; возможности выполнения работ в зимнее время; трудоёмкости выполнения работ при разработке котлованов (водопонижение, крепление стенок котлована и т. п.).

Задачей проектирования является принятие наиболее эффективного решения, которое может быть получено на основе правильной оценки инженерно-геологических условий строительной площадки, совместной работы грунтов основания с фундаментами и надземными конструкциями здания, методов оптимизационного проектирования, а также способов возведения фундаментов, гарантирующих сохранность природной структуры грунтов.

Получение наиболее эффективного решения связано с большим количеством расчетов, выполнение которых требует широкого применения ЭВМ. Правильное использование средств электронно-вычислительной техники вызывает необходимость разработки новых методов изыскания, которые позволяли бы формировать необходимые массивы информации, хранящиеся в памяти ЭВМ. Программное обеспечение и сформированные информационные массивы позволяют рассчитывать и конструировать фундаменты, а графопостроители, которыми оснащены все современные ЭВМ, дают возможность вычерчивать проект фундаментов.

В практике проектирования объектов используют системы автоматизированного проектирования (САПР), которые позволяют с помощью компьютеров выполнять большой объем расчетов, связанных с вариантным и оптимальным проектированием сложных систем фундаментов с учетом их совместной работы со всеми конструкциями здания и грунтом основания по первой и второй группам предельных состояний.

Важное значение имеет и совершенствование методов расчета и проектирования оснований и фундаментов. В этой связи

становится существенным учет нелинейных и реологических свойств оснований и фундаментов. Нелинейность и реология деформирования, предусматривающая зависимость напряженного состояния от режима и уровня нагружения с привлечением методов оптимизационного проектирования, позволяют получать существенную экономию материальных затрат при устройстве фундаментов. Применение оптимизационных методов проектирования, связанных с минимизацией целевой функции стоимости в условиях нелинейности деформирования, существенно усложняет расчет, однако использование численных методов (конечного элемента или конечных разностей) в современных ЭВМ дает возможность получать требуемые результаты.

ЛИТЕРАТУРА

1. *Берлинов, М. В.* Основания и фундаменты. — М. : Высшая школа, 1999. — 320 с.
2. *Берлинов, М. В.* Строительные конструкции / М. В. Берлинов, Б. А. Ягунов. — М. : Агропромиздат, 1990. — 308 с.
3. *Бондаренко, В. М.* Бетонные и железобетонные конструкции / В. М. Бондаренко, Р. О. Бакиров, В. Г. Назаренко. — М. : Высшая школа, 2009. — 458 с.
4. *Горбунов-Посадов, М. И.* Расчет конструкций на упругом основании / М. И. Горбунов-Посадов, Т. А. Маликова, В. И. Соломин. — М. , 1984. — 412 с.
5. *Далматов, Б. И.* и др. Механика грунтов — М. : АСВ, 2000. — 201 с.
6. *Далматов, Б. И.* и др. Основания и фундаменты — М. : АСВ, 2002. — 387 с.
7. *Далматов, Б. И.* и др. Проектирование фундаментов зданий и промышленных сооружений — М. : АСВ, 2002. — 387 с.
8. *Иванов, П. Л.* Грунты и основания гидротехнических сооружений. — М. , 1991. — 289 с.
9. *Коновалов, П. А.* Основания и фундаменты реконструируемых зданий. — М. : Стройиздат, 1989. — 136 с.
10. *Силин, К. С.* Проектирование фундаментов глубокого заложения / К. С. Силин, Н. М. Глотов, К. С. Завриев. — М. , 1981. — 187 с.
11. *Симвулиди, И. А.* Расчет инженерных конструкций на упругом основании. — М. : Высшая школа, 1987. — 576 с.
12. *Сорочан, Е. А.* Фундаменты промышленных зданий. — М. , 1986. — 265 с.
13. СП 52-101-2004. Проектирование и устройство оснований и фундаментов зданий и сооружений. — М. : Стройиздат, 2004. — 130 с.
14. *Цытович, Н. А.* Механика грунтов. — М. , 1983. — 216 с.
15. СП 52-101-2004. Проектирование и устройство оснований и фундаментов зданий и сооружений. — М. : Стройиздат, 2004. — 130 с.
16. СП 52-102-2003. Проектирование и устройство свайных фундаментов. — М. : Стройиздат, 2004. — 81 с.

ОГЛАВЛЕНИЕ

Предисловие	5
Введение	6

РАЗДЕЛ I

ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ О ГРУНТАХ И МЕТОДАХ ПРОЕКТИРОВАНИЯ ОСНОВАНИЙ И ФУНДАМЕНТОВ

Глава 1. Общие сведения о грунтах	9
1.1. Основные понятия и определения	9
1.2. Материалы инженерно-геологических изысканий	12
1.3. Физические свойства грунтов и их строительная классификация	13
1.4. Механические характеристики грунтов оснований	19
1.5. Определение нормативных и расчетных характеристик грунтов	26
Глава 2. Работа грунтов в основаниях зданий и сооружений	29
2.1. Условия работы грунтов. Фазы напряженно-деформированного состояния	29
2.2. Условия применимости решений теории упругости к грунтам	32
2.3. Определение напряжений в грунтах оснований от действия внешних нагрузок	34
2.4. Предельные давления и предельные деформации оснований	41
2.5. Расчет устойчивости откосов	47
2.6. Методы борьбы с оползнями	50
2.7. Проектирование подпорных стенок	51
2.8. Общие сведения о реологии и нелинейности деформирования грунтов	55
2.9. Представления о перспективных методах расчета оснований фундаментов с учетом нелинейных и реологических свойств	58
Глава 3. Оценка зданий и сооружений по жесткости. Методы уменьшения чувствительности зданий к неравномерным осадкам	64
3.1. Классификация зданий и сооружений по жесткости	64
3.2. Формы деформаций зданий и сооружений	66
3.3. Причины возникновения неравномерных осадок	68
3.4. Конструктивные мероприятия по уменьшению влияния неравномерных осадок на сооружения	77
Глава 4. Проектирование оснований и фундаментов по предельным состояниям	84
4.1. Общие положения	84
4.2. Назначение глубины заложения фундаментов	85
4.3. Нагрузки на основания и расчетные коэффициенты	94
4.4. Проектирование оснований по второй группе предельных состояний	97
4.5. Проектирование оснований по первой группе предельных состояний	104
4.6. Комплексная взаимозависимость факторов и последовательность при проектировании оснований и фундаментов	108
Контрольные вопросы к разделу I	110

РАЗДЕЛ II

ФУНДАМЕНТЫ, ВОЗВОДИМЫЕ В ОТКРЫТЫХ КОТЛОВАНАХ

Глава 5. Виды фундаментов и методы их расчета	113
5.1. Классификация фундаментов, возводимых в открытых котлованах	113
5.2. Конструкции фундаментов	116
5.3. Определение размеров подошвы жестких фундаментов при центральном действии нагрузок	121
5.4. Определение размеров подошвы жестких фундаментов при внецентренном нагружении	130
5.5. Расчет фундаментов при действии горизонтальных нагрузок	139
Глава 6. Расчет осадок фундаментов	144
6.1. Расчет осадки по схеме линейно деформируемого полупространства методом послойного суммирования	144
6.2. Расчет осадки по схеме линейно деформируемого слоя	150
6.3. Расчет осадки методом эквивалентного слоя и определение затухания осадки во времени	156
6.4. Определение крена фундаментов	164
Глава 7. Методы расчета гибких фундаментов	167
7.1. Теория изгиба балок и плит на упругом основании и условия их применимости к расчету гибких фундаментов	167
7.2. Расчет гибких фундаментов с помощью метода местных деформаций	169
7.3. Расчет балок и плит на упругом линейно деформируемом полупространстве	172
7.4. Расчет гибких фундаментов на упругом слое ограниченной толщины, подстилаемом несжимаемым основанием	177
Глава 8. Проектирование котлованов и защита помещений от сырости и подземных вод	178
8.1. Обеспечение устойчивости стен котлованов	178
8.2. Анкерные крепления	184
8.3. Защита котлованов от подземных вод	187
8.4. Гидроизоляция подвальных помещений	189
Контрольные вопросы к разделу II	193

РАЗДЕЛ III

СВАЙНЫЕ ФУНДАМЕНТЫ И ФУНДАМЕНТЫ ГЛУБОКОГО ЗАЛОЖЕНИЯ

Глава 9. Общие сведения о свайных фундаментах	195
9.1. Виды свайных фундаментов	195
9.2. Способы погружения и типы свай	197
9.3. Сваи, изготавливаемые в грунтах оснований	202
9.4. Явления в грунтах оснований, происходящие при возведении свайных фундаментов	205
Глава 10. Расчет и проектирование свайных фундаментов	207
10.1. Определение несущей способности свай	207
10.2. Расчет свай на совместные действия вертикальных и горизонтальных нагрузок и моментов	219
10.3. Расчет свайных фундаментов	222
10.4. Условия применения свайных фундаментов и их конструирование	237
Глава 11. Фундаменты глубокого заложения	240
11.1. Общие сведения	240
11.2. Опускные колодцы и кессоны	240

11.3. Фундаменты, устраиваемые методом «стена в грунте»	247
11.4. Основы расчета фундаментов глубокого заложения	249
Контрольные вопросы к разделу III	252

РАЗДЕЛ IV

ФУНДАМЕНТЫ В ОСОБЫХ УСЛОВИЯХ

Глава 12. Методы искусственного улучшения работы и свойств оснований	253
12.1. Общие сведения	253
12.2. Конструктивные методы улучшения работы грунтов оснований	254
12.3. Методы уплотнения грунтов оснований	256
12.4. Закрепление грунтов оснований	263
Глава 13. Фундаменты на структурно-неустойчивых грунтах	268
13.1. Общие положения	268
13.2. Устройство фундаментов на основаниях, сложенных слабыми грунтами	269
13.3. Фундаменты на просадочных грунтах	271
13.4. Фундаменты на набухающих и насыпных грунтах	278
13.5. Фундаменты на засоленных грунтах и подрабатываемых территориях	282
13.6. Устройство фундаментов в районах распространения вечномерзлых грунтов	285
Глава 14. Фундаменты при динамических воздействиях и методы усиления оснований и фундаментов	293
14.1. Методы расчета фундаментов на динамические воздействия от промышленного и хозяйственного оборудования	293
14.2. Фундаменты при сейсмических воздействиях	299
14.3. Методы усиления оснований и фундаментов при реконструкции сооружений	301
Контрольные вопросы к разделу IV	311
Заключение	313
Литература	315

Михаил Васильевич БЕРЛИНОВ

ОСНОВАНИЯ И ФУНДАМЕНТЫ

Учебник

Издание четвертое, исправленное

Зав. редакцией
инженерно-технической литературы *К. Е. Житков*

ЛР № 065466 от 21.10.97
Гигиенический сертификат 78.01.07.953.П.007216.04.10
от 21.04.2010 г., выдан ЦГСЭН в СПб

Издательство «ЛАНЬ»
lan@lanbook.ru; www.lanbook.com
192029, Санкт-Петербург, Общественный пер., 5.
Тел./факс: (812)412-29-35, 412-05-97, 412-92-72.
Бесплатный звонок по России: 8-800-700-40-71

Подписано в печать 22.06.11.
Бумага офсетная. Гарнитура Таймс. Формат 60×90^{1/16}.
Печать офсетная. Усл. п. л. 20,00. Тираж 1000 экз.

Заказ № .

Отпечатано в полном соответствии
с качеством предоставленных диапозитивов
в ОАО «Издательско-полиграфическое предприятие «Правда Севера».
163002, г. Архангельск, пр. Новгородский, д. 32.
Тел./факс (8182) 64-14-54; www.ippps.ru