

МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ И НАУКИ РОССИЙСКОЙ ФЕДЕРАЦИИ  
федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение  
высшего профессионального образования  
«УЛЬЯНОВСКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ ТЕХНИЧЕСКИЙ УНИВЕРСИТЕТ»

**С. А. Пьянков**

**З. К. Азизов**

## **ОСНОВАНИЯ И ФУНДАМЕНТЫ**

Учебное пособие  
для студентов высших учебных заведений,  
обучающихся по направлению 270800.62 «Строительство» профиля  
подготовки «Промышленное и гражданское строительство»

Ульяновск  
УлГТУ  
2014

УДК 32.001(075)

ББК 66.0 я7

П 87

Рецензенты: А.А.Шкляр, директор департамента профессионального образования и науки Министерства образования Ульяновской области;

Ю. В. Иванов, гл. инженер ООО «Цитрин».

Утверждено редакционно-издательским советом университета в качестве учебного пособия.

**Пьянков, С. А.**

П 87 Основания и фундаменты : учебное пособие / С. А. Пьянков, З.К. Азизов; Ульян. гос. техн. ун-т. – Ульяновск : УлГТУ, 2014. – 197 с.

ISBN 978-5-9795-1284-6

Учебное пособие содержит материалы по дисциплине «Основания и фундаменты». Предназначено для студентов, обучающихся по направлению 270800.62 «Строительство» профиля подготовки «Промышленное и гражданское строительство», изучающих дисциплину «Основания и фундаменты».

**УДК 32.001(075)**

**ББК 66.0 я7**

© Пьянков С. А., Азизов З. К., 2014

ISBN 978-5-9795-1284-6

© Оформление. УлГТУ, 2014

## ОГЛАВЛЕНИЕ

ВВЕДЕНИЕ.....	5
1. ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ ПРОЕКТИРОВАНИЯ ОСНОВАНИЙ И ФУНДАМЕНТОВ .....	6
1.1. Общие принципы проектирования оснований и фундаментов.....	6
1.2. Последовательность проектирования оснований и фундаментов .....	8
1.3. Расчет оснований и фундаментов по предельным состояниям.....	13
1.4. Общая оценка взаимодействия сооружений и оснований.....	15
1.5. Материалы инженерно-геологических изысканий.....	18
1.6. Выбор нормативных расчетных нагрузок и их сочетаний .....	19
1.7. Выбор типа и конструкции фундамента.....	22
1.8. Вариантность решений.....	23
2. ФУНДАМЕНТЫ, ВОЗВОДИМЫЕ В ОТКРЫТЫХ КОТЛОВАНАХ .....	24
2.1. Конструкция фундаментов, их виды и порядок проектирования.....	24
2.2. Выбор минимальной глубины заложения фундаментов .....	28
2.3. Предварительное назначение размеров подошвы фундаментов мелкого заложения.....	35
2.4. Расчет фундаментов мелкого заложения.....	36
2.5. Определение расчетного сопротивления грунтов основания .....	39
2.6. Учет подстилающего слоя слабого грунта.....	43
2.7. Расчет размеров подошвы фундамента при наличии подвала .....	45
2.8. Расчет осадок фундаментов мелкого заложения методом последовательного суммирования.....	47
2.9. Расчет оснований фундаментов мелкого заложения по несущей способности.....	50
3. СВАЙНЫЕ ФУНДАМЕНТЫ, ФУНДАМЕНТЫ ГЛУБОКОГО ЗАЛОЖЕНИЯ.....	59
3.1. Свайные фундаменты, общие положения .....	59
3.2. Классификация свай .....	65
3.3. Конструкции забивных железобетонных свай и опыт их применения.....	75
3.4. Новые типы фундаментных конструкций из свай.....	78
3.5. Расчет свайных фундаментов на прочность и трещиностойкость.....	85
3.6. Расчет свай по грунтовым условиям, общие положения.....	88
3.7. Исходные данные, последовательность расчета и проектирования.....	90

3.8. Определение глубины заложения ростверка .....	91
3.9. Выбор типа свайного фундамента, выбор предварительных размеров свай и оценка условий ее работы в грунтовом массиве.....	92
3.10. Определение несущей способности свай .....	94
3.11. Определение числа свай и размещение их в плане ростверка .....	101
3.12. Расчет свайных фундаментов и их оснований по деформациям .....	104
3.13. Явления, происходящие при погружении свай и при их изготовлении в грунте .....	107
3.14. Фундаменты глубокого заложения .....	110
<b>4. ИСКУССТВЕННОЕ УЛУЧШЕНИЕ ГРУНТОВ ОСНОВАНИЙ .....</b>	<b>122</b>
4.1 Искусственное улучшение грунтов оснований, общие положения.....	122
4.2. Конструктивные меры улучшения оснований.....	125
4.3. Уплотнение грунтов оснований .....	131
4.4. Закрепление грунтов оснований.....	138
<b>5. ПРОЕКТИРОВАНИЕ ФУНДАМЕНТОВ В ОСОБЫХ УСЛОВИЯХ .....</b>	<b>146</b>
5.1. Просадочные грунты .....	146
5.2. Устойчивость грунтов оснований при динамических воздействиях.....	151
5.3. Фундаменты при динамических воздействиях от промышленного и хозяйственного оборудования.....	155
5.4. Фундаменты при сейсмических воздействиях.....	159
<b>6. ОБСЛЕДОВАНИЕ И УСИЛЕНИЕ ОСНОВАНИЙ И ФУНДАМЕНТОВ. РАСЧЕТ ФУНДАМЕНТОВ С ИСПОЛЬЗОВАНИЕМ ЭВМ .....</b>	<b>165</b>
6.1. Обследование оснований и фундаментов .....	165
6.2. Возможности увеличения нагрузок, передаваемых на фундаменты без их усиления .....	168
6.3. Методы усиления фундаментов и оснований .....	171
6.4. Расчет фундаментов с использованием ЭВМ .....	180
<b>ЗАКЛЮЧЕНИЕ.....</b>	<b>186</b>
<b>ПРИЛОЖЕНИЯ А, Б .....</b>	<b>187</b>
<b>БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК .....</b>	<b>195</b>

## ВВЕДЕНИЕ

Дисциплина «Основания и фундаменты» является частью группы дисциплин, связанных с проектированием, строительством и эксплуатацией зданий и сооружений, устройством подземных коммуникаций, прокладкой трубопроводов.

Во многих случаях на выполнение работ нулевого цикла, включающих устройство оснований и фундаментов, затрачивается больше времени, чем на возведение сборных надземных конструкций зданий. Кроме того, стоимость этих работ иногда составляет до 40% от общей стоимости сооружений, поэтому их удешевление дает вполне ощутимый эффект.

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

Механика грунтов изучает проблемы напряженно-деформированного состояния, прочности, деформативности и устойчивости грунтовых массивов и определяет условия их использования в качестве оснований объектов строительства.

На закрепление знаний, полученных студентами при изучении теоретического курса, направлены практические работы и курсовое проектирование по курсу «Основания и фундаменты» [16, 17, 18, 19]. Их последовательность соответствует изложению важнейших вопросов дисциплины.

Настоящий курс является естественным продолжением курсов «Инженерная геология» и «Механика грунтов».

# 1. ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ ПРОЕКТИРОВАНИЯ ОСНОВАНИЙ И ФУНДАМЕНТОВ

## 1.1. Общие принципы проектирования оснований и фундаментов

Основными принципами проектирования оснований и фундаментов являются:

1) проектирование оснований и фундаментов по предельным состояниям;

2) учет совместной работы системы основание – фундаменты – надземные несущие конструкции;

3) комплексный подход к оценке характера работы грунтов основания и выбора типа фундаментов в результате совместного рассмотрения:

а) инженерно-геологических и гидрогеологических условий площадки строительства; б) чувствительности конструкций сооружений к неравномерности осадок; в) способа выполнения земляных работ и работ по устройству фундаментов и подземных частей сооружения.

Совместные методы проектирования оснований, фундаментов и наземных конструкций практически не разработаны. Исключение составляют расчеты конструкций на упругом (сжимаемом) основании. Однако эти расчеты трудоемки и не позволяют учесть все особенности составной конструкции. Из-за отсутствия простых приемов совместного проектирования систему «основание – фундамент – наземная конструкция» рассматривают как состоящую из двух частей: «основание – фундамент» и «фундамент – наземная конструкция».

Проектирование части «основание – фундамент» ведется следующим образом. Применительно к инженерно-геологическим, природным и другим условиям строительной площадки и с учетом осо-

бенностей зданий и сооружений выбирают тип и предварительную конструкцию фундамента – фундамент в открытом котловане или глубокого заложения. Для фундаментов в открытых котлованах выбирают тип основания (естественное или искусственно улучшенное), а для фундаментов глубокого заложения – глубину погружения. Устанавливают условия залегания грунтов и определяют расчетные характеристики. Используя существующие расчетные схемы и формулы, применительно к выбранным типам оснований и фундаментов определяют внешние размеры фундаментов, глубину их заложения, размеры и форму подошвы в плане, а затем и возможные их деформации. Значения деформаций сопоставляют с предельно допустимыми перемещениями конструкций проектируемых зданий и корректируют.

При проектировании части «фундамент – наземная конструкция» уточняются принятые размеры и конструкция фундамента. Фундамент рассчитывается как отдельный конструктивный элемент сооружения совместно с наземной конструкцией. Расчеты ведутся с учетом всех комбинаций нагружения и определяются наибольшие значения перемещений фундамента, которые сопоставляются с деформациями основания при тех же сочетаниях нагрузок. В процессе проектирования размеры и конструкции фундамента и наземной части сооружений могут быть откорректированы.

В итоге при проектировании последовательными расчетами надо добиться, чтобы деформации основания и перемещения фундамента были близки между собой и не превышали допустимые перемещения наземных конструкций.

Все это свидетельствует о сложности задачи проектирования оснований и фундаментов, поэтому рекомендуется разрабатывать несколько вариантов фундаментов и из них выбирать наиболее рациональное решение на основе технико-экономического сравнения. Такое решение обычно выбирают при проектировании наиболее загружен-

ных, типичных для данного сооружения фундаментов. Затем производят расчет основания для каждого отдельного фундамента с целью определения его оптимальных размеров. Расчеты должны подтвердить, что осадки и их неравномерности не превосходят предельно допустимых величин для данного вида сооружений, грунты в основании и фундамент устойчивы, фундамент обладает требуемой прочностью.

Проектирование оснований и фундаментов промышленных и гражданских сооружений производят в соответствии со СНиПами (Строительные нормы и правила) и СП (Своды правил). Кроме того, учитывают требования норм, технические указания и инструкции, разработанные для региональных грунтовых условий.

Расчет конструкции фундамента выполняют в зависимости от применяемого материала по первому предельному состоянию на прочность всех работающих элементов. Железобетонные фундаменты, подвергаемые воздействию агрессивных подземных и производственных вод, проверяют на трещиностойкость.

Основное внимание при проектировании оснований уделяется выбору глубины заложения и размеров подошвы фундаментов. Эти размеры фундаментов принимают, исходя из выполнения условий, согласно которым деформации не должны превышать предельных величин.

## **1.2. Последовательность проектирования оснований и фундаментов**

Проектирование оснований и фундаментов включает ряд операций, которые обычно выполняются в указанной ниже последовательности.

1. Оценка результатов инженерно-геологических, инженерно-геодезических и инженерно-гидрометеорологических изысканий для

строительства. Состав этих данных определяется соответствующими нормами и инструкциями и рассматривается в курсе инженерной геологии. От качества и полноты материалов изысканий во многом зависят надежность и экономичность принимаемых в проекте решений оснований и фундаментов.

В общем случае результаты изысканий должны содержать сведения о местоположении территории строительства, ее климатических и сейсмических условиях, инженерно-геологическом строении и литологическом составе толщи грунтов, наблюдаемых неблагоприятных факторах (наличие просадочности грунтов, карста, оползневых процессов, горных выработок и т. п.). Особое внимание уделяется сведениям о наличии в горизонтах подземных вод, колебаниях их уровней, агрессивности по отношению к материалам фундаментов и подземных частей зданий.

Результаты детальных исследований, проводимых на площадке строительства, должны содержать сведения о стратиграфической последовательности напластования грунтов, формах залегания, размерах в плане и по глубине, происхождении, составе и состоянии всех инженерно-геологических элементов, о подземных водах. Данные представляются в виде инженерно-геологических колонок по отдельным выработкам (скважинам, шурфам и т. д.) и разрезов, построенных по этим выработкам, а также соответствующих текстовых материалов и таблиц. На инженерно-геологических документах обязательно приводятся места отбора проб для лабораторных определений характеристик физико-механических свойств грунтов, пункты проведения полевых опытов, включая статическое и динамическое зондирование.

Количество выработок, назначаемых для изысканий, определяется сложностью инженерно-геологических условий площадки и чувствительностью проектируемого сооружения к неравномерным осадкам. Так, для инженерно-геологических условий III категории

сложности минимальное число выработок в пределах контура сооружения составляет 3...5, а максимальное расстояние между ними – 20...30 м. Глубина выработок должна не менее чем на 1...2 м превышать нижнюю границу сжимаемой толщи основания, а в случае слабых грунтов полностью прорезать их толщу.

Результаты изысканий должны содержать все необходимые данные о физико-механических свойствах грунтов основания, сведения о методах их определения, прогноз возможных изменений показателей этих свойств. В особо сложных инженерно-геологических условиях и для сооружений повышенной ответственности требуется проводить исследования грунтов по специальной программе.

2. Анализ проектируемого здания и сооружения. В соответствии с заданием на проектирование определяются плановые и высотные размеры сооружения, устанавливаются его конструктивная и расчетная схемы, материалы элементов конструкций, способы передачи нагрузок на основание. Исходя из конструктивных и эксплуатационно-технологических требований определяется чувствительность сооружения или отдельных его частей к неравномерным осадкам, назначаются предельные значения деформаций основания.

Важным этапом является определение нагрузок, действующих на сооружение (ветровых, снеговых, особых и т. п.), а также нагрузок от несущих конструкций сооружения, перекрытий, различного рода оборудования и эксплуатационных условий, передающихся на фундаменты. Равнодействующие всех нагрузок в зависимости от расчетной схемы сооружения прикладываются в уровне верхнего обреза или подошвы фундамента.

Следует обращать внимание на возможное влияние технологических процессов в проектируемых сооружениях на изменение физико-механических свойств грунтов основания. Необходимо, особенно при строительстве на слабых грунтах, принимать во внимание взаи-

модействие проектируемого сооружения с окружающей средой (соседние здания и сооружения, установки и оборудование в проектируемом сооружении, прокладка коммуникаций, сохранность прилегающей территории, и т. п.).

3. Выбор типа основания и конструкций фундаментов. Имея приведенные выше данные, осуществляют привязку проектируемого сооружения к строительной площадке, т. е. совмещение осей сооружения с инженерно-геологическими разрезами и выбор глубины заложения подошвы фундаментов. С этого, собственно, и начинается проектирование оснований и фундаментов.

Уже на этой стадии проектирования следует стремиться так разместить сооружение на площади застройки, чтобы по возможности избежать влияния на сооружение источников вредных воздействий: линз слабых грунтов, карстовых полостей, старых горных выработок, посторонних коммуникаций и т. п.

Важно отметить, что при всем разнообразии природно-климатических и инженерно-геологических условий площадок строительства на территории нашей страны, многообразии конструкций различных зданий и сооружений в массовом строительстве обычно применяются *два класса фундаментов*: мелкого заложения и свайные фундаменты. Более сложные конструкции (свай-оболочки, опускные колодцы, кессоны и т. д.) используются для специальных сооружений или в сложных инженерно-геологических условиях.

Конечно, и в массовом строительстве в каждом конкретном случае имеется большое количество различных вариантов решений, позволяющих проявить искусство проектировщика. Основные положения такого подхода будут рассмотрены в соответствующих главах учебного пособия. Здесь же ограничимся лишь общими соображениями.

Обычно уже сама схема сооружения (каркасное, бескаркасное, многоэтажное, одноэтажное, наличие или отсутствие подвальных по-

мещений и т. д.), а также величина и характер нагрузок, передаваемых на основание (моментные, безмоментные и т. п.), в совокупности с данными об основании (характер залегания, несущая способность, деформируемость грунтов, наличие и уровень залегания подземных вод и т. д.) позволяют наметить несколько вариантов конструкций фундаментов, наиболее подходящих для конкретных условий строительства. В случае применения фундаментов мелкого заложения иногда рассматриваются альтернативные варианты использования основания без проведения дополнительных работ по его укреплению (естественное основание) или с проведением таких работ (искусственное основание). Следует также учитывать материально-технические возможности индустриальной базы района строительства (наличие и мощности заводов железобетонных изделий при проектировании сборных фундаментов и забивных свай; бесперебойная поставка бетона для монолитных фундаментов; обеспеченность транспортным, сваебойным оборудованием и т. п.), дальность перевозок строительных материалов, а также производственный опыт строящей организации.

Заканчивается этот этап выбором типа основания и нескольких (обычно не менее трех) конструктивных типов фундаментов проектируемого сооружения, намеченных для дальнейшего, более детального анализа. Поскольку в качестве проектного решения будет принят один из этих вариантов, значение рассматриваемого этапа в общей цепочке проектирования очень велико.

4. Расчеты оснований по предельным состояниям, технико-экономический анализ вариантов и принятие окончательного решения. Для одного или нескольких сечений сооружения в зависимости от его конфигурации, нагрузок, сложности напластования грунтов проводятся расчеты выбранных вариантов фундаментов по предельным состояниям. Определяются окончательные размеры фундаментов в плане, количество и расположение свай, проектируются фундаменты

для каждого варианта. Оцениваются все виды работ по возведению фундаментов и, если нужно, по устройству искусственных оснований и других мероприятий, направленных на уменьшение неравномерных деформаций. Проводится технико-экономическое сравнение рассматриваемых вариантов и по минимуму приведенных затрат устанавливается оптимальное проектное решение.

В отдельных случаях, при соответствующем технико-экономическом обосновании, может быть принято и более дорогое решение, если это обеспечивает ускорение ввода объекта в действие и получение за счет этого дополнительных прибылей.

### **1.3. Расчет оснований и фундаментов по предельным состояниям**

Основное требование расчета оснований и фундаментов по предельным состояниям заключается в том, чтобы усилия и напряжения, возникающие в основаниях и фундаментах, а также их деформации и перемещения были близки к установленным предельным значениям, но не превышали их. Это стремление объясняется требованиями экономичности, предъявляемыми к устройству оснований и фундаментов. При невыполнении этого условия, т. е. если напряжения и деформации значительно меньше предельных, потребуется устройство фундаментов с большими размерами подошвы, что приводит к увеличению объемов строительных работ и перерасходу материалов, а следовательно, к удорожанию фундаментов. С другой стороны, если усилия, напряжения и деформации превысят предельные значения, то может произойти разрушение фундамента. При этом, даже при отсутствии разрушения, осадка фундамента будет настолько велика, что здание или сооружение не будет отвечать условиям нормальной эксплуатации.

Кроме требований экономичности, расчет по предельным состояниям обеспечивает и необходимую надежность оснований и фундаментов. Предельные состояния подразделяют на две группы:

I – по потере несущей способности. При расчетах по данной группе должны быть исключены все возможные формы разрушений и потери устойчивости под действием силовых факторов или неблагоприятных воздействий внешней среды;

II – по непригодности к нормальной эксплуатации. При расчетах по этой группе должны быть исключены недопустимые деформации (осадки, прогибы, выгибы, крены и углы поворота) оснований и фундаментов, а также чрезмерное раскрытие трещин в элементах конструкций фундаментов.

Расчет оснований ведется, прежде всего, по второй группе предельных состояний, так как под действием давления, передаваемого через фундамент, большинство грунтов испытывает значительные деформации, не разрушаясь. И только в особых случаях при очень слабых грунтах (при недостаточности их несущей способности) необходимо дополнительно рассчитывать основания по первой группе предельных состояний.

Расчет самих фундаментов ведется прежде всего по первой группе предельных состояний, так как деформации железобетонных фундаментов в момент, непосредственно предшествующий моменту потери ими несущей способности (разрушению), часто не превышают предельно допустимых значений.

При расчете по первой группе предельных состояний должно выполняться условие

$$F \leq \frac{\gamma_c \cdot F_u}{\gamma_n}, \quad (1.1)$$

где  $F$  – расчетная нагрузка на основание, кН;  $F_u$  – сила предельного сопротивления основания, кН;  $\gamma_c$  – коэффициент условий работы;  $\gamma_n$  –

коэффициент надежности по назначению сооружения, определяемые в соответствии с требованиями СП [23].

Расчет по второй группе предельных состояний в основном сводится к ограничению предельных деформаций оснований:

$$S \leq S_u, \quad (1.2)$$

где  $S$  – деформация, полученная в результате расчета оснований методами механики грунтов за определенный промежуток времени;  $S_u$  – предельно допустимая деформация, определяемая условиями нормальной эксплуатации данного здания или сооружения, устанавливаемая по таблицам приложения Д [23].

#### **1.4. Общая оценка взаимодействия сооружений и оснований**

##### **Оценка сооружений по жесткости и формы их деформаций.**

Здания, сооружения и их отдельные элементы в зависимости от чувствительности к деформациям основания условно разделяют на три типа: гибкие, абсолютно жесткие и конечной жесткости.

Гибкие сооружения, передавая нагрузку на основание, беспрепятственно следуют за осадкой так, что дополнительные усилия в их конструкциях практически не возникают. Идеальным примером подобного сооружения является земляная насыпь. Будучи возведена даже на слабых грунтах, она способна неравномерно деформироваться вместе с ними без опасности разрушения. Для сохранения проектных отметок ей придают строительный подъем на величину ожидаемых осадок или досыпают по мере деформирования. К тому же типу сооружений относятся днища металлических резервуаров, эстакады и галереи с разрезными пролетными строениями и т. д.

Абсолютно жесткие сооружения, напротив, при деформациях основания не изгибаются, а дают осадку как единый массив, причем поверхность основания в границах подошвы сооружения остается плоской. К ним относятся дымовые трубы, массивные мостовые опоры, доменные печи и другие подобные сооружения, как правило, компактные в плане, установленные на массивном фундаменте. При действии моментной нагрузки или в случае неравномерно деформирующихся оснований кроме осадки могут возникать крены сооружения. Контактные напряжения по подошве фундамента абсолютно жесткого сооружения существенно неоднородны. Однако для массивных фундаментов, имеющих большой запас прочности на изгиб, они обычно не опасны.

подавляющее большинство зданий и сооружений обладает конечной жесткостью (рамные и неразрезные железобетонные конструкции, кирпичные, блочные и панельные дома и т. п.). Здесь уже неравномерные осадки основания сопровождаются искривлением сооружения, хотя жесткость сооружения до некоторой степени уменьшает неравномерность осадок. В результате в несущих конструкциях возникают дополнительные усилия, которые при неправильном проектировании могут привести к появлению трещин и даже разрушению элементов конструкций.

В некоторых случаях сооружения обладают незначительной жесткостью (невысокие одноэтажные здания с разрезными балками покрытия и др.), их можно считать практически гибкими.

Если учесть характер развития неравномерных деформаций основания, жесткость зданий и сооружений, то можно выделить следующие формы деформаций и смещений:

1. Крен (наклон) рассматривается как разность абсолютных осадок двух точек фундаментов, отнесенных к расстоянию между ними (рис. 1.1, д, е);

2. Перекос здания или сооружения (рис. 1.1, в, г) – разность осадок двух или нескольких фундаментов, расположенных на одной поперечной или продольной оси, отнесенной к расстоянию между ними;

3. Относительный прогиб (рис. 1.1, а) или выгиб (рис. 1.1, б) здания или сооружения оценивается отношением стрелы прогиба (выгиба) к длине прогнувшейся части здания и кривизной изгибаемого участка;

4. Кручение (рис. 1.1, ж) представляет собой неодинаковый крен сооружений по его длине, особенно при развитии его в двух сечениях в разные стороны;

5. Горизонтальные смещения фундаментов возникают при передаче от конструкций значительных горизонтальных усилий (распорные конструкции).

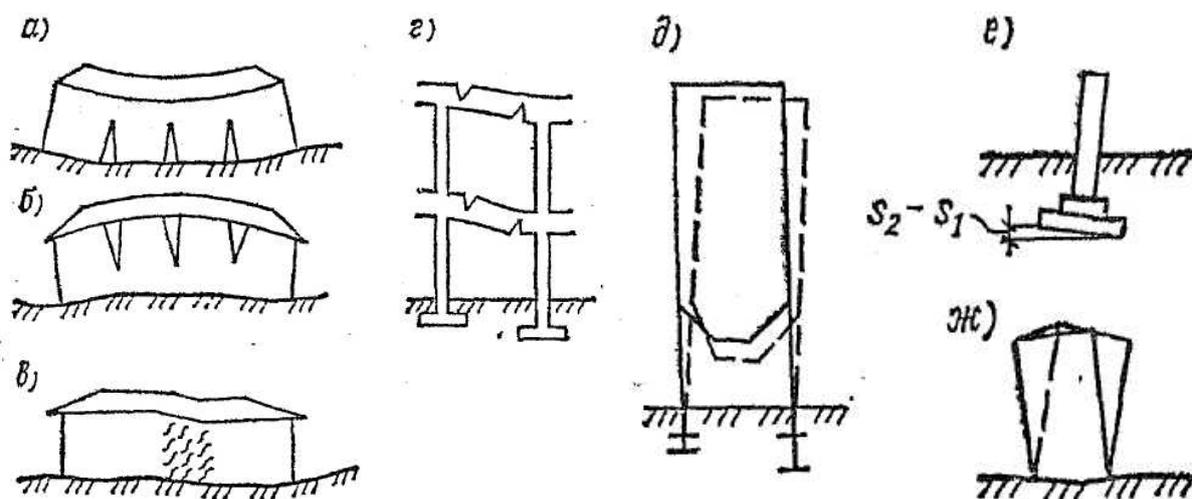


Рис. 1.1. Формы деформаций сооружений  
а – прогиб; б – выгиб; в, г – перекос; д, е – крен; ж – кручение

## 1.5. Материалы инженерно-геологических изысканий

До начала проектирования фундаментов необходимо:

- 1) ознакомиться по отчету инженерно-геологических изысканий с напластованием грунтов и положением уровня подземных вод на строительной площадке, ожидаемом во время строительства фундаментов и эксплуатации сооружения;
- 2) установить нормативные и расчетные характеристики грунтов каждого слоя для расчета по обеим группам предельных состояний;
- 3) оценить характер и величины ожидаемых осадок;
- 4) наметить с учетом напластования грунтов наиболее рациональное размещение (если не задано) сооружения на участке строительства.

Изучение опыта предшествующего строительства и данных длительных наблюдений за осадками возведенных сооружений часто дает ценный материал для проектирования и устройства новых фундаментов и получения наиболее рационального решения.

В инженерно-геологических отчетах приводятся колонки скважин и литологические разрезы, которые позволяют судить о простирании слоев грунта, их мощности на различных участках территории, направлении потока и положении подземных вод и наличии напорных вод в подстилающих водоносных горизонтах и т. п.

Различают следующие характерные напластования грунтов: однородное, когда однородный грунт залегает на значительную глубину и слоистое. Эти данные оценивают с позиции работы грунтов под воздействием нагрузок, передаваемых сооружением, а также возможных изменений свойств грунтов при отрывке котлованов, возведении фундаментов и эксплуатации сооружений.

Особое внимание уделяют оценке уровня подземных вод как при сезонном его колебании, так и вследствие строительства сооружений в районе проектируемого объекта (напорные гидротехнические

сооружения, дренажные и др.). Рассматривают также агрессивность подземных вод.

Оценку инженерно-геологических условий следует начинать с нанесения на геолого-литологические разрезы подземной части сооружения.

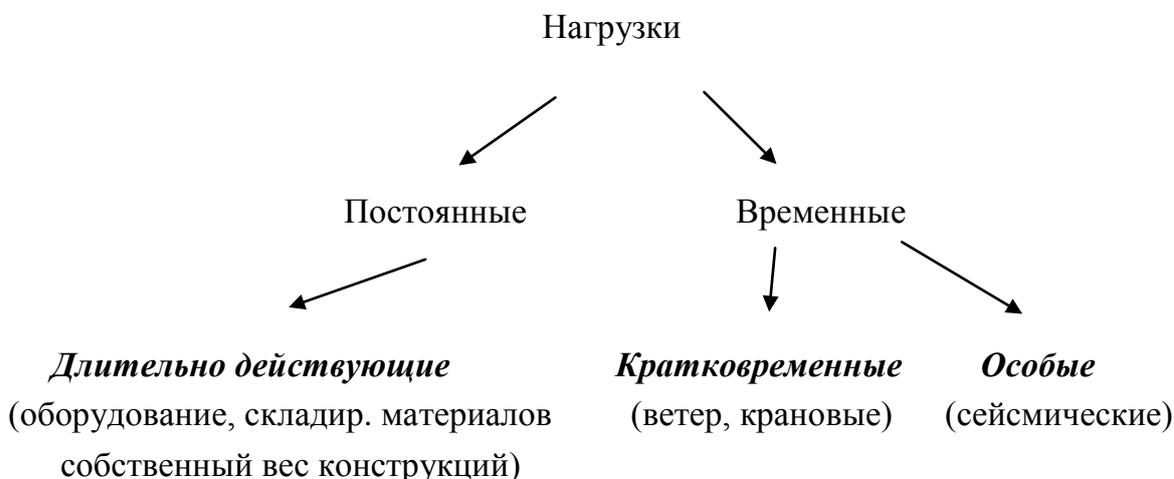
Для каждого слоя грунта устанавливают прежде всего физические характеристики (влажность  $W$ , удельный вес грунта  $\gamma$ , удельный вес твердых частиц грунта  $\gamma_s$ , удельный вес сухого грунта (скелета грунта)  $\gamma_d$ , пористость  $n$ , объем твердых частиц грунта в единице объема  $m$ , коэффициент пористости  $e$ , коэффициент водонасыщения (степень влажности)  $S_r$ , влажности на границе текучести  $W_L$  и границе раскатывания  $W_p$ , число пластичности  $I_p$ , показатель текучести  $I_L$ . Значения характеристик  $W$ ,  $\gamma$ ,  $\gamma_s$ ,  $W_L$ ,  $W_p$  устанавливают как среднеарифметические их значения, полученные опытным путем. Остальные вычисляют по соответствующим формулам механики грунтов.

Также по данным лабораторных или полевых испытаний устанавливают механические характеристики – модуль общей деформации  $E_0$ , МПа, или коэффициент относительной сжимаемости  $m_v$ , МПа<sup>-1</sup>, нормативные параметры сопротивления грунта сдвигу (угол внутреннего трения  $\varphi_{II}$  и удельное сцепление  $c_{II}$ , МПа) и коэффициент фильтрации  $k_f$ .

## **1.6. Выбор нормативных расчетных нагрузок и их сочетаний**

Все нагрузки от сооружения передаются через фундамент на основание. Однако они не в одинаковой степени воздействуют на различные грунты, поэтому важно правильно выбрать наиболее неблагоприятное, но возможное основное сочетание нагрузок, под действием которых развивается рассматриваемый вид перемещений основания, приводящий к деформации элементов конструкции.

При определении нагрузок на фундаменты и основания руководствуются СП 20.13330.2011 «Нагрузки и воздействия. Актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85\*».



Нагрузки и воздействия делят на постоянные и временные.

Постоянные нагрузки и воздействия прикладываются во время строительства и проявляются в течение всего периода эксплуатации (собственный вес конструкции, давление грунта и т. п.).

Временные нагрузки и воздействия прикладываются или возникают в отдельные периоды строительства или эксплуатации, однако они могут уменьшаться или полностью исчезать. Различают длительные, кратковременные и особые нагрузки и воздействия. Длительными называют нагрузки, действующие продолжительное время (вес оборудования, нагрузки от складированных материалов и т. п.). К кратковременным относят нагрузки, действующие непродолжительное время (нагрузки от транспорта, включая краны, вес людей, от снега, ветра и т. п.). Особые нагрузки возникают в исключительных случаях (сейсмические, аварийные от просадки основания при его замачивании и т. п.).

Различают следующие сочетания нагрузок:

Основные, составленные из постоянных, длительных и кратковременных нагрузок или воздействий; из кратковременных учи-

тывают те, которые способны вызвать рассматриваемые виды деформаций.

Особые, состоящие из постоянных, длительных, возможных кратковременных и одной из особых нагрузок или воздействий.

Различают нагрузки нормативные (максимально типичные) и расчетные, получаемые путем умножения значения нормативной нагрузки на коэффициент надежности по нагрузке  $\gamma_f$ , учитывающий возможное отклонение нагрузки от типичного значения.

Нагрузки и воздействия на основания, передаваемые фундаментами сооружений или их отдельными элементами, правильнее устанавливать расчетом, исходя из рассмотрения совместной работы несущих конструкций сооружения жесткости сооружения или его частей во многих случаях нагрузки на основание определяют без учета их перераспределения надфундаментной конструкцией и принимают в соответствии со статической схемой сооружения.

Расчетные усилия для расчета по несущей способности и прочности (расчетные) часто определяются путем умножения заданных усилий по второй группе предельных состояний (нормативные) на усредненный коэффициент надежности по нагрузке  $\gamma_{fcp} = 1,2$ .

При сборе нагрузок следует иметь в виду наиболее не выгодные, но реальные комбинации нагрузок, число которых может быть более одной – двух.

Для отдельно стоящих фундаментов нагрузка собирается с соответствующей грузовой площади, для ленточных фундаментов нагрузка приводится к одному погонному метру его длины.

Расчеты для свайных фундаментов производятся как по деформациям, так и по несущей способности. Поэтому для них дополнительно необходимо произвести сбор нагрузок для расчета по несущей способности.

## 1.7. Выбор типа и конструкции фундамента

Тип фундаментов выбирают с учетом:

а) особенностей несущих конструкций сооружений и передаваемых нагрузок;

б) расположения подземных устройств в зданиях (прямки, подвалы, каналы, фундаменты оборудования, трубопроводы и т. п.) и около зданий (фундаменты соседних зданий, трубопроводы, тоннели и т. п.);

в) характера инженерно-геологических условий строительной площадки;

г) условий постройки фундамента (техническая вооруженность строительной организации, время года в период возведения фундамента и подземных конструкций и т. п.).

При конструировании фундамента стремятся, чтобы нагрузка от сооружения кратчайшим путем была передана на грунт основания, при этом во всех сечениях фундамента усилия были бы близки к предельным значениям. Такой путь передачи нагрузки от колонн обеспечивается отдельными, а от несущих стен – ленточными фундаментами.

Более дорогие ленточные фундаменты под колонны и сплошные фундаментные плиты применяют лишь в необходимых случаях. Сборные фундаменты должны собираться из минимального количества типоразмеров, имеющих определенный модуль. В качестве модуля размеров монолитных фундаментов принимают 10 см, а при использовании инвентарной опалубки – 30 см. Свайные фундаменты рациональны, когда их применение позволяет резко уменьшить объем земляных или бетонных работ.

## 1.8. Вариантность решений

Даже при простых грунтовых условиях (однородный грунт на большую глубину), а тем более при сложных, можно наметить несколько вариантов решений устройства фундаментов. Эти варианты могут отличаться друг от друга по материалу и конструкциям самого фундамента, глубине его заложения, ширине подошвы, подготовке основания, способу устройства фундамента и т. п. Из них, очевидно, следует выбрать оптимальное решение. Это можно сделать только на основе технико-экономического сопоставления вариантов. При этом должны учитываться стоимость возводимой конструкции фундамента, ее долговечность, индустриальность, трудоемкость, скорость возведения, возможность выполнения работ в зимнее время, сохранение структуры грунтов в основании во время земляных работ и др.

Процесс рассмотрения вариантов является основным в проектировании фундаментов, поэтому важно правильно решить принципиальные вопросы при выборе варианта. Для этого рекомендуется:

- 1) составить наиболее реальные варианты;
- 2) отбросить наиболее неприемлемые из них;
- 3) рассчитать отобранные варианты для наиболее загруженного типичного фундамента;
- 4) произвести технико-экономическое сравнение вариантов.

Технико-экономическое сравнение должно производиться по приведенным затратам применительно к району строительства. При одинаковой долговечности конструкций фундаментов допустимо основное сравнение вариантов произвести по стоимости.

При выборе вариантов и проектировании необходимо также учитывать особенности производства работ по устройству фундаментов и возможности предприятий стройиндустрии.

## **2. ФУНДАМЕНТЫ, ВОЗВОДИМЫЕ В ОТКРЫТЫХ КОТЛОВАНАХ**

### **2.1. Конструкция фундаментов, их виды и порядок проектирования**

К фундаментам мелкого заложения относятся фундаменты, имеющие отношение высоты к ширине подошвы, не превышающее 4, и передающие нагрузку на грунты основания преимущественно через подошву.

Фундаменты мелкого заложения возводятся в открытых котлованах (отсюда еще одно их название – фундаменты, возводимые в открытых котлованах) или в специальных выемках, устраиваемых в грунтах основания.

По условиям изготовления фундаменты мелкого заложения разделяются на монолитные, возводимые непосредственно в котлованах, и сборные, монтируемые из элементов заводского изготовления. При устройстве монолитных фундаментов под подошвой осуществляется подготовка из тощего бетона или слоя щебня, втрамбованного в грунт и пролитого цементным раствором, призванная предотвратить утечку цементного молока, перемешивание бетонной смеси с грунтом и погружение арматуры в основание. При плотных слабофильтрующих грунтах такую подготовку можно не делать, а принять защитный слой бетона толщиной 5...8 см.

В качестве материалов фундаментов применяются железобетон, бетон, бутобетон, каменные материалы (кирпич, бут, пиленые блоки из природных камней). В отдельных случаях при устройстве фундаментов временных зданий и сооружений допускается применение дерева или металла.

По форме фундаменты мелкого заложения разделяются на отдельные, ленточные, сплошные и массивные (рис. 2.1).

Отдельные фундаменты устраивают под колонны, опоры балок, ферм и других элементов промышленных и гражданских зданий и сооружений. Возможно устройство отдельных фундаментов и под стены (при небольших нагрузках и в тех случаях, когда основанием служат грунты, имеющие высокие прочностные и деформационные характеристики). Отдельные фундаменты не увеличивают жесткости сооружения, поэтому их обычно применяют в тех случаях, когда неравномерность осадок не превышает допустимых значений (рис. 2.1а,б, рис. 2.2).

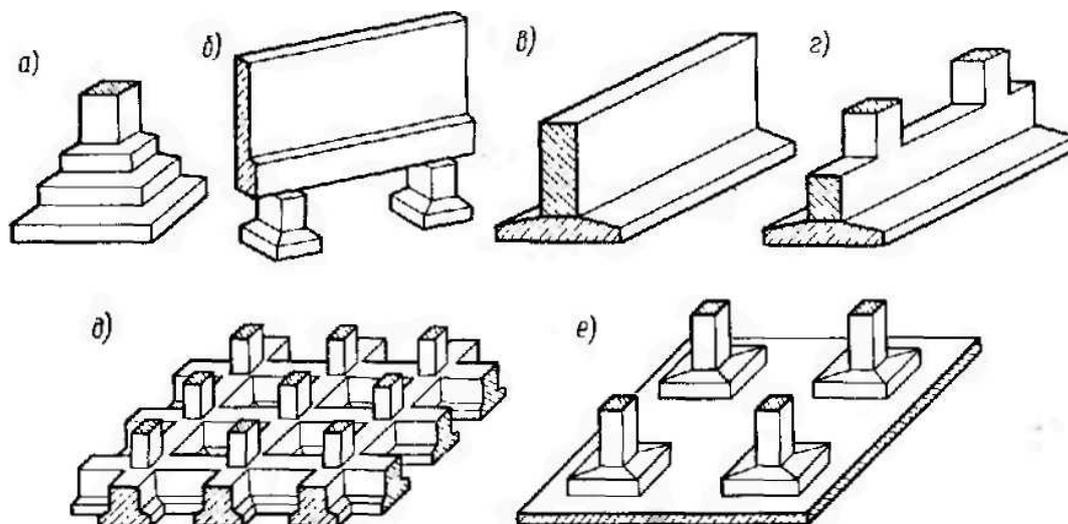


Рис. 2.1. Основные типы фундаментов мелкого заложения:

а – отдельный фундамент под колонну; б – отдельные фундаменты под стену; в – ленточный фундамент под стену; г – то же, под колонны; д – то же, под сетку колонн; е – сплошной (плитный) фундамент

Ленточные фундаменты используют для передачи нагрузки на основание от протяженных элементов строительных конструкций, например стен зданий, или ряда колонн. По размещению в плане ленточные фундаменты могут состоять из одинарных (рис. 2.1в, г,

рис. 2.3) или перекрестных лент (рис. 2.1д). Одинарные ленты устраивают, как правило, под стены, а перекрестные – под сетку колонн.

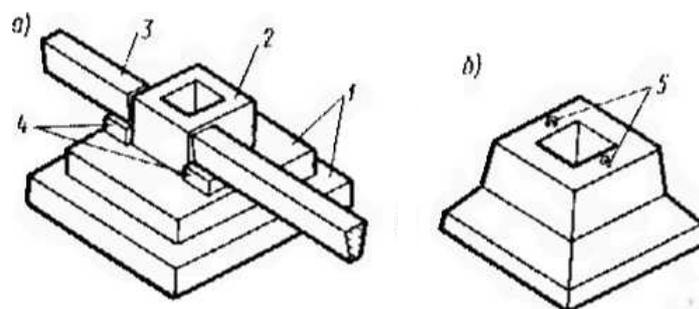


Рис. 2.2. Сборный фундамент под колонну:

а – из нескольких элементов; б – из одного элемента; 1 – фундаментные плиты; 2 – подколонник; 3 – рандбалка; 4 – бетонные столбики; 5 – монтажные петли

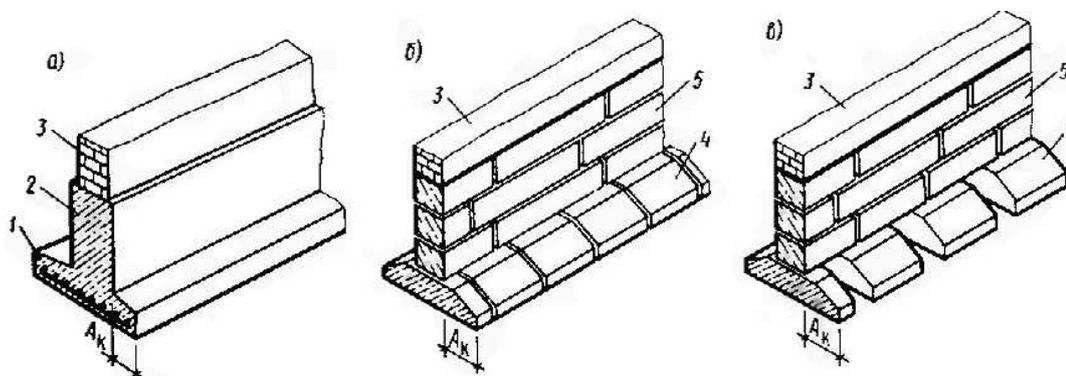


Рис. 2.3. Ленточные фундаменты:

а – монолитный; б – сборный сплошной; в – сборный прерывистый;  
1 – армированная лента; 2 – фундаментная стена; 3 – стена здания;  
4 – фундаментная подушка; 5 – стеновой блок

Сплошные фундаменты (рис. 2.1е), иногда называемые плитными, устраивают под всем зданием в виде железобетонных плит под стены или сетку колонн. Фундаментные плиты разрезаются в плане только осадочными швами, но в пределах каждого выделенного отсека они обеспечивают жесткость здания и совместную работу фунда-

мента и надземной части сооружения. Сплошные фундаменты способствуют уменьшению неравномерности осадки сооружения.

Массивные фундаменты устраивают в виде жесткого массива под небольшие в плане сооружения, такие как башни, мачты, дымовые трубы, доменные печи, устои мостов и т. д.

Важным конструктивным элементом при устройстве фундаментов является их защита от агрессивных грунтовых вод. Если не применять специальных мер, то под воздействием агрессивных вод происходит разрушение бетона, арматура оголяется и подвергается коррозии. Противостоять воздействию агрессивных грунтовых вод можно применением более стойких цементов или плотных бетонов в трещиностойких конструкциях. В ряде случаев устраивают изоляцию фундаментов от агрессивных вод. Для этого выполняется подготовка из втрамбованного в грунт щебня с покрытием битумной мастикой или мастикой из полимерных материалов. Поверхность фундамента также покрывается черным вяжущим материалом или мастикой из полимерных смол. Вокруг фундаментов устраивается глиняный замок.

При высоком стоянии подземных вод выполняется гидроизоляция подвальных помещений, конструкция которой выбирается в зависимости от характера грунтов, типа фундаментов, вида подвальных помещений и уровня грунтовых вод. При уровне грунтовых вод ниже пола подвала наружные стороны фундамента покрывают гидроизоляционной мастикой, а штукатурка пола и стен выполняется с железнением. Если стояние уровня подземных вод не более чем на 0,5 м выше пола подвала, то гидроизоляцию удерживают пригрузочным слоем бетона весом, превосходящим гидростатическое давление. При уровне подземных вод выше пола подвала более чем на 0,5 м гидроизоляцию устраивают внутреннюю или наружную. Внутренняя гидроизоляция устраивается после возведения фундаментов и прижимается

железобетонной плитой (кессоном), при этом стенки кессона упираются в перекрытие или выступающие части фундамента. Иногда устраивается наружная гидроизоляция, тогда фундамент выполняется в виде монолитной железобетонной плиты. В этом случае несколько упрощается устройство гидроизоляции в связи с уменьшением количества огибаемых углов. Вертикальная гидроизоляция защищается стенками из сборных железобетонных плит или кирпича.

### **Порядок проектирования фундаментов мелкого заложения**

1. Оценка инженерно-геологических условий площадки строительства (общие требования для всех типов фундаментов).
2. Определение глубины заложения фундамента (оптимальное значение при рассмотрении различных условий).
3. Предварительное назначение размеров подошвы фундаментов мелкого заложения.
4. Проверочные расчеты фундаментов мелкого заложения:
  - а) по давлению (расчетное давление по подошве фундамента не должно превышать расчетного сопротивления грунта основания);
  - б) ограничение предельных деформаций оснований (расчетная осадка не должна превышать максимально допустимую для данного типа здания или сооружения).
5. При необходимости проводят расчет оснований фундаментов мелкого заложения по несущей способности.

## **2.2. Выбор минимальной глубины заложения фундаментов**

При проектировании и устройстве фундаментов из технико-экономических соображений стремятся принимать как можно меньшую глубину заложения их подошвы.

Глубина заложения фундаментов должна приниматься с учетом:

- назначения и конструктивных особенностей проектируемого сооружения, нагрузок и воздействий на его фундаменты;
- глубины заложения фундаментов примыкающих сооружений, а также глубины прокладки инженерных коммуникаций;
- существующего и проектируемого рельефа застраиваемой территории;
- инженерно-геологических условий площадки строительства (физико-механических свойств грунтов, характера напластований, наличия слоев, склонных к скольжению, карманов выветривания, карстовых полостей и пр.);
- гидрогеологических условий площадки и возможных их изменений в процессе строительства и эксплуатации сооружения;
- глубины сезонного промерзания грунтов.

Выбор оптимальной глубины заложения фундаментов в зависимости от учета указанных выше условий рекомендуется выполнять на основе технико-экономического сравнения различных вариантов.

**Инженерно-геологические и гидрологические условия строительной площадки.** В целях систематизации проф. Б. И. Далматов [6, 7] условно подразделяет инженерно-геологические условия строительной площадки на «слабые» и «надежные». В качестве «слабых» рассматриваются такие грунты, которые не могут обеспечить устойчивость фундаментов и сооружений в целом. И наоборот, «надежными» являются такие грунты, которые вполне обеспечивают устойчивость зданий и сооружений. Понятия «слабый» и «надежный» грунт весьма относительны. При проектировании сравнительно легких и тем более гибких сооружений даже сильносжимаемые грунты можно отнести к категории «надежных». В то же время при возведении тяжелых зданий и сооружений, не допускающих появления

неравномерных деформаций, грунты со средней сжимаемостью могут оказаться «слабыми».

Грунтовые напластования делят на три схемы (рис. 2.4).

При залегании с поверхности «надежных» грунтов (схема I) глубина заложения фундаментов принимается минимальной (с учетом климатических условий и особенностей сооружения). Если с поверхности залегают «слабые» грунты, подстилаемые «надежными» грунтами, то наиболее рациональным решением будет прорезка «слабых» грунтов и передача нагрузки на «надежные» грунты с помощью свай, столбов, уплотненной песчаной подушки и т. д. (схема II). При грунтовых напластованиях по схеме III можно рекомендовать прорезку «слабых» грунтов с опиранием фундаментов на верхний слой «надежного» грунта в качестве распределительной подушки. Возможно также закрепление слоя «слабого» грунта одним из существующих способов.



Рис. 2.4. Схема напластований грунтов (по Б. И. Далматову): 1 – «надежный» грунт; 2 – «слабый» грунт

**Климатологические особенности местности и их воздействие на верхние слои грунта.** Климатические факторы сказываются, прежде всего, на промерзании грунтов и связанном с ним морозном пучении. При промерзании грунта вода, заполняющая поры между частицами, расширяется и деформирует грунт, выпучивая его кверху (рис. 2.5).

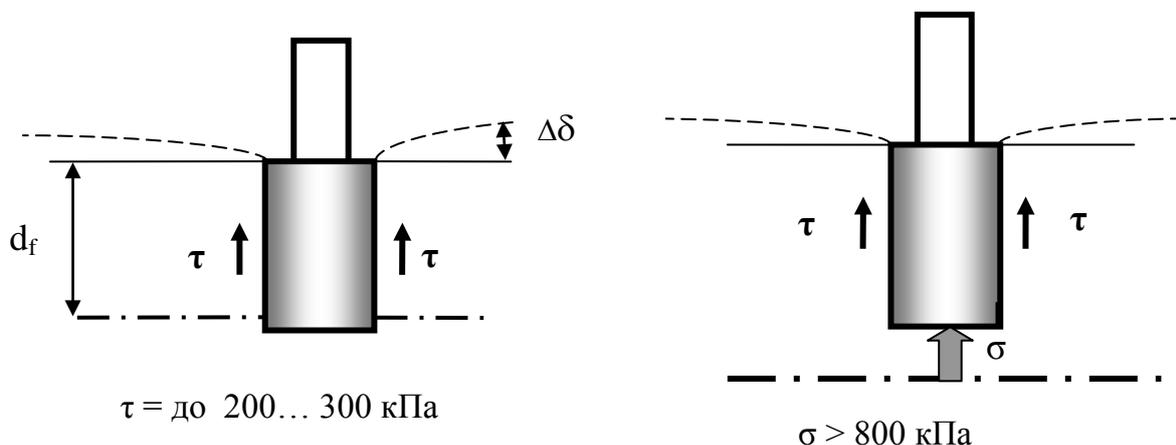


Рис. 2.5. Морозное пучение грунта при различном уровне подземных вод:  
 $\tau$  – касательные силы пучения;  $\sigma$  – нормальные силы пучения;  $d_f$  – расчетная  
 глубина промерзания грунта;  $\Delta\delta$  – пучение поверхности грунта

Пучению подвержены пылеватые пески, суглинки и глины – мягкопластичные и текучие. Пески средней крупности, крупные и гравелистые относятся к непучинистым грунтам, и поэтому глубина заложения фундаментов на таких грунтах не зависит от глубины промерзания, табл. 2.1, (табл. 5.3 [24]).

Во всех остальных случаях глубина заложения фундаментов должна быть не меньше расчетной глубины промерзания грунтов:

$$d_f = k_h \cdot d_{fn}, \quad (2.1)$$

где  $d_{fn}$  – нормативная глубина промерзания, которая принимается как средняя из ежегодных максимальных глубин промерзания грунтов по данным наблюдений в течение 10 лет (для большинства территорий нашей страны  $d_{fn}$  можно определить по СНиП «Строительная климатология и геофизика»);  $k_h$  – коэффициент, учитывающий влияние теплового режима здания на промерзание грунта у наружных стен отапливаемых сооружений – по табл. 2.2, (табл. 5.2 [24]).

При промежуточных значениях температуры воздуха коэффициент  $k_h$  принимают с округлением до ближайшего меньшего значения, указанного в таблице.

Таблица 2.1

Грунт под подошвой фундамента	Глубина заложения фундаментов в зависимости от глубины расположения уровня подземных вод $d_w$ , м, 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 $d_f$	Не зависит от $d_f$
Пески мелкие и пылеватые	Не менее $d_f$	То же
Супеси с показателем текучести $I_L < 0$	То же	"
То же, при $I_L \geq 0$	"	Не менее $d_f$
Суглинки, глины, а также крупнообломочные грунты с глинистым заполнителем при показателе текучести грунта или заполнителя $I_L \geq 0,25$	"	То же
То же, при $I_L < 0,25$	"	Не менее $0,5 d_f$
Примечание		
В случаях когда глубина заложения фундаментов не зависит от расчетной глубины промерзания $d_f$ , соответствующие грунты, указанные в настоящей таблице, должны залегать до глубины не менее нормативной глубины промерзания $d_{fn}$		

Приведенные в таблице значения коэффициента  $k_h$  относятся к фундаментам, у которых расстояние от внешней грани стены до края фундамента  $a_f < 0,5$  м; если  $a_f \geq 1,5$  м, значения коэффициента  $k_h$  повышают на 0,1, но не более чем до значения  $k_h = 1$ ; при промежуточном значении  $a_f$  значения коэффициента  $k_h$  определяют интерполяци-

ей. К помещениям, примыкающим к наружным фундаментам, относятся подвалы и технические подполья, а при их отсутствии – помещения первого этажа.

Таблица 2.2

Особенности сооружения	Коэффициент $k_h$ 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
на лагах по грунту	1,0	0,9	0,8	0,7	0,6
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

**Конструктивные особенности возводимых зданий и сооружений.** К особенностям сооружений, влияющим на выбор глубины заложения подошвы фундамента, относятся: наличие подвальных помещений, приямков, глубоких фундаментов под оборудование, примыкание к фундаментам ранее построенных или будущих сооружений, характер подземного хозяйства около объекта строительства, а также конструкции самого фундамента (рис. 2.6). Обычно стараются предотвратить возможность нарушения структуры грунтов в основании фундамента при отрывке рядом более глубокого котлована.

При возведении сооружений в водоемах глубину заложения фундаментов назначают с учетом возможного размыва грунта.

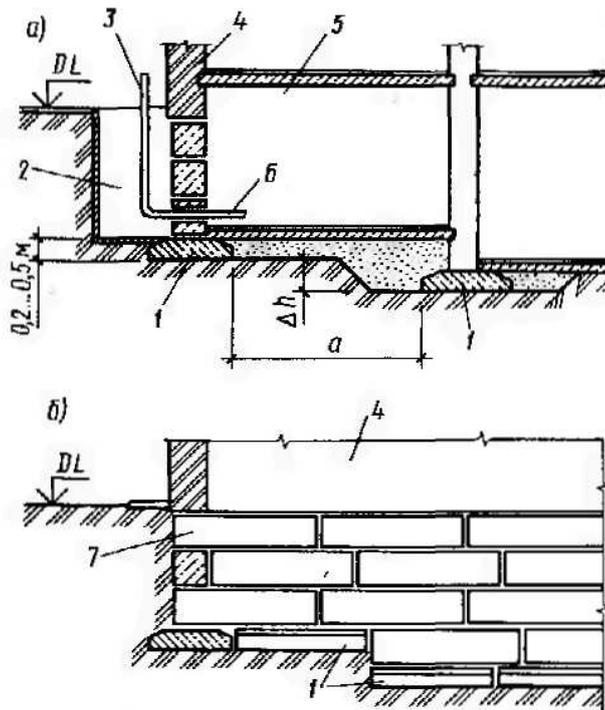


Рис. 2.6. Выбор глубины заложения фундамента в зависимости от конструктивных особенностей сооружения: а – здание с подвалом в разных уровнях и приямок; б – изменение глубины заложения ленточного фундамента; 1 – фундаментные плиты; 2 – приямок; 3 – трубопровод; 4 – стена здания; 5 – подвал; 6 – ввод трубопровода; 7 – стеновые блоки

К особенностям сооружений относятся также нагрузки, передаваемые на основание, чувствительность конструкций к неравномерным осадкам, планируемая долговечность сооружений и их уникальность. При высоких сооружениях, например дымовых трубах, мачтах и т. п., глубина заложения фундаментов диктуется необходимостью значительного развития их в стороны.

На конструктивные особенности фундаментов опор линий электропередач, высотных сооружений связи будет влиять наличие значительных выдергивающих нагрузок. Конструктивные размеры таких фундаментов часто приходится назначать довольно большими, для обеспечения значительного собственного веса, способного компенсировать наличие выдергивающих нагрузок.

### 2.3. Предварительное назначение размеров подошвы фундаментов мелкого заложения

Предварительные размеры фундаментов назначают по конструктивным соображениям или исходя из табличных значений расчетного сопротивления грунтов основания  $R_0$ , определяемого по таблицам приложения В [24]. Значениями  $R_0$  допускается также пользоваться для окончательного назначения размеров фундаментов сооружений III уровня ответственности, если основание сложено горизонтальными (уклон не более 0,1), выдержанными по толщине слоями грунта, сжимаемость которых не изменяется в пределах глубины, равной двойной ширине наибольшего фундамента, считая от его подошвы.

Предварительно площадь подошвы фундаментов мелкого заложения определяется:

$$A = \frac{N_o}{R_0 - \gamma_{mi} \cdot d_f}, \quad (2.2)$$

где  $\gamma_{mi}$  – среднее значение удельного веса материала фундамента и грунта на его уступах, принимается равным  $18 \div 20$  кН/м<sup>3</sup> для зданий без подвала и  $16 \div 19$  кН/м<sup>3</sup> при наличии подвала;  $d_f$  – глубина заложения (высота фундамента).

Определение размеров фундаментов мелкого заложения при действии различных сочетаний нагрузок:

Размеры подошвы – ширина  $b$  и длина  $\ell$  определяются:

1. Для центрально нагруженного отдельного фундамента (квадратная в плане подошва) размеры принимаются  $b = \ell = \sqrt{A}$ ;
2. Для внецентренно нагруженного отдельного фундамента (прямоугольная в плане подошва) размеры принимаются с соотношением  $b/\ell = 0,6 \div 0,85$ ;

3. Для ленточных фундаментов расчет производится на 1 м длины фундамента – размеры принимаются  $\ell = 1$  м.  $b = A$ .

#### 2.4. Расчет фундаментов мелкого заложения

Основным расчетом фундаментов сооружений является расчет по предельному состоянию по деформациям. Расчеты оснований по деформациям производят исходя из теории линейного деформирования грунта (теории упругости). Применение этой теории допустимо, когда зоны пластических деформаций грунтов в основании или полностью отсутствуют, или имеют незначительное развитие. По этой причине при расчете по деформации среднее давление по подошве фундаментов ограничивается. Это среднее давление в большинстве случаев не превышает давления, при котором под краями фундамента образуются зоны пластических деформаций (местного нарушения прочности грунтов в основании) на глубину 0,25 ширины подошвы фундамента. При этом условно принимается, что давление по подошве распределено равномерно.

Такое давление называется расчетным сопротивлением грунта основания  $R$ . Так как оно зависит от ширины подошвы фундамента и глубины его заложения, то определяется для каждого фундамента.

Таким образом, до выполнения расчета осадок оснований следует для всех фундаментов убедиться, удовлетворяется ли условие

$$P_{II} \leq R, \quad (2.3)$$

где  $R$  – расчетное сопротивление грунта основания, кПа;  $P_{II}$  – среднее давление по подошве фундамента, кПа.

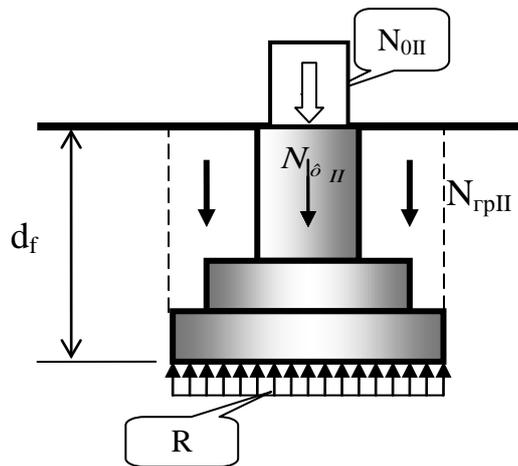


Рис. 2.7. Схема к определению давления по подошве центрально нагруженного фундамента

$$P_{II} = \frac{N_{0II} + N_{\phi II} + N_{грII}}{A}. \quad (2.4)$$

Здесь  $N_{0II}$  – вертикальная нагрузка, действующая на обрезе фундамента, кН;  $N_{\phi II}$  – расчетная нагрузка от веса фундамента при расчете по деформациям, кН;  $N_{грII}$  – то же, от веса грунта над уступами фундамента, кН.

Выполнения данного условия достаточно для центрально-нагруженных фундаментов (рис. 2.7), для внецентренно-нагруженных (рис. 2.8) дополнительно проверяются условия ограничения максимальных и минимальных давлений по краям подошвы

$$P_{\min}^{\max} = \frac{N_{II}}{A} \pm \frac{M_{II}}{W}, \quad (2.5)$$

где  $M_{II}$  – момент, действующий на обрезе фундамента, кН·м;  $W$  – момент сопротивления площади подошвы фундамента.

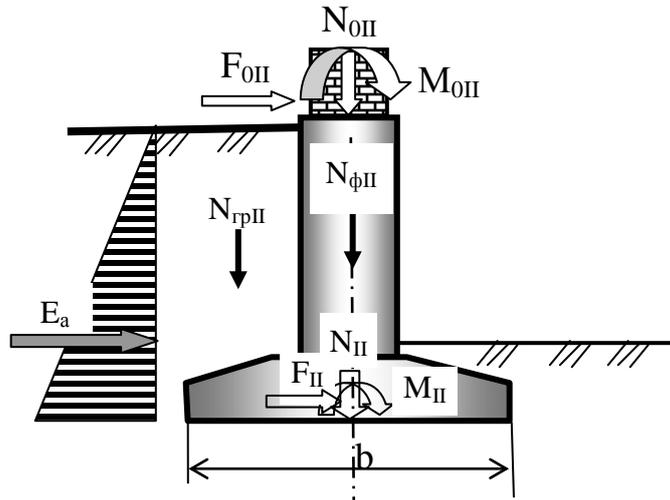


Рис. 2.8. Схема к определению давления по подошве внецентренно-нагруженного фундамента

Все силы, действующие по обрезу фундамента, приводим к трем составляющим в плоскости подошвы фундамента  $N_{II}$ ,  $F_{II}$ ,  $M_{II}$ .

$$\left. \begin{aligned} N_{II} &= N_{0II} + N_{\phi II} + N_{зрII} ; \\ M_{II} &= M_{0II} + M_{FII} + M_{зрII} + M_{\phi II} + M_{E_0 II} + M_{NII} ; \\ F_{II} &= F_{0II} + E_a , \end{aligned} \right\} (2.6)$$

где  $E_a$  – активное давление грунта.

Для фундамента прямоугольной формы подошвы, центрального приложения вертикальной нагрузки  $N_{0II}$ , симметричного фундамента и засыпке фундамента с двух сторон (или при восприятии активного давления и момента от веса грунта вышележащими конструкциями)

$$P_{\max}^{\min} = \frac{N_{II}}{A} \times \left( 1 \pm \frac{6 \times e}{l} \right), \quad (2.7)$$

где  $e = \frac{M_{II}}{N_{II}}$ ;  $M_{II} = M_{0II} + M_{FII}$ ;  $N_{II} = N_{0II} + N_{\phi II} + N_{зрII}$ ;

(для ленточных фундаментов в формулу (2.7) вместо длины фундамента  $l$  подставляется его ширина  $b$ ).

Должны выполняться условия –  $P_{\max} \leq 1,2R$ ;  $P_{\min} \geq 0$  для всех фундаментов, т. е. перегруз более 20% и отрыв подошвы недопустимы. При наличии крановой нагрузки проверяется условие  $P_{\min}/P_{\max} \geq 0,25$ .

## 2.5. Определение расчетного сопротивления грунтов основания

При расчете деформаций основания с использованием расчетной схемы, линейно деформируемого полупространства, расчетное сопротивление грунта основания  $R$ , определяется по формуле

$$R = \frac{\gamma_{c1}\gamma_{c2}}{k} [M_{\gamma} k_z b \gamma_{II} + M_q d_1 \gamma'_{II} + (M_q - 1) d_b \gamma'_{II} + M_c c_{II}], \quad (2.8)$$

где  $\gamma_{c1}$  и  $\gamma_{c2}$  – коэффициенты условий работы, принимаемые по табл. 2.3;  $k$  – коэффициент, принимаемый равным единице, если прочностные характеристики грунта ( $\varphi$  и  $c$ ) определены непосредственными испытаниями, и  $k = 1,1$ , если они приняты по таблицам приложения Б [24];

$M_{\gamma}$ ,  $M_q$ ,  $M_c$  – коэффициенты, принимаемые по табл. 2.4;

$k_z$  – коэффициент, принимаемый равным единице при  $b < 10$  м;  
 $k_z = z_0/b + 0,2$ , при  $b \geq 10$  м (здесь  $z_0 = 8$  м);

$b$  – ширина подошвы фундамента, м (при бетонной или щебеночной подготовке толщиной  $h_n$  допускается увеличивать  $b$  на  $2h_n$ );

$\gamma_{II}$  – осредненное расчетное значение удельного веса грунтов, залегающих ниже подошвы фундамента (при наличии подземных вод определяется с учетом взвешивающего действия воды),  $\text{кН/м}^3$ ;

$\gamma'_{II}$  – то же, для грунтов, залегающих выше подошвы фундамента,  $\text{кН/м}^3$ ;

Таблица 2.3

Грунты	Коэффициент $\gamma_{c1}$	Коэффициент $\gamma_{c2}$ для сооружений с жесткой конструктивной схемой при отношении длины сооружения или его отсека к высоте L/H, равном	
		4 и более	1,5 и менее
Крупнообломочные с песчаным заполнителем и пески, кроме мелких и пылеватых	1,4	1,2	1,4
Пески мелкие	1,3	1,1	1,3
Пески пылеватые: маловлажные и влажные, насыщенные водой	1,25	1,0	1,2
	1,1	1,0	1,2
Глинистые, а также крупнообломочные с глинистым заполнителем с показателем текучести грунта или заполнителя $I_L \leq 0,25$	1,25	1,0	1,1
То же, при $0,25 < I_L \leq 0,5$	1,2	1,0	1,1
То же, при $I_L > 0,5$	1,1	1,0	1,0
<p>Примечания:</p> <p>1. К сооружениям с жесткой конструктивной схемой относятся сооружения, конструкции которых специально приспособлены к восприятию усилий от деформаций оснований, в том числе за счет применения таких мероприятий, как повышение прочности и пространственной жесткости сооружений, достигаемое усилением конструкций, в особенности конструкций фундаментно-подвальной части, в соответствии с результатами расчета сооружения во взаимодействии с основанием (введение дополнительных связей, устройство железобетонных или армокаменных поясов, разрезка сооружений на отсеки и т. п.).</p> <p>2. Для зданий с гибкой конструктивной схемой значение коэффициента <math>\gamma_{c2}</math> принимают равным единице.</p> <p>3. При промежуточных значениях L/H коэффициент <math>\gamma_{c2}</math> определяют интерполяцией.</p> <p>4. Для рыхлых песков <math>\gamma_{c1}</math> и <math>\gamma_{c2}</math> принимают равными единице.</p>			

Таблица 2.4

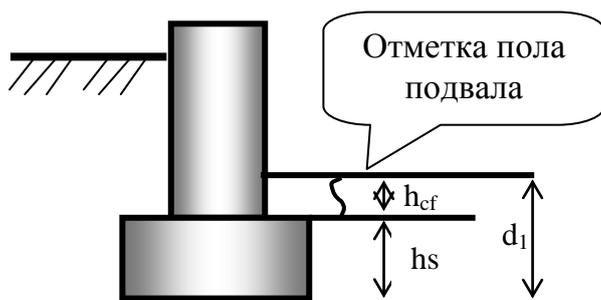
Угол внутреннего трения Фп, град.	Коэффициенты			Угол внутреннего трения Фп, град.	Коэффициенты		
	$M_\gamma$	$M_q$	$M_c$		$M_\gamma$	$M_q$	$M_c$
0	0	1,00	3,14	23	0,69	3,65	6,24
1	0,01	1,06	3,23	24	0,72	3,87	6,45
2	0,03	1,12	3,32	25	0,78	4,11	6,67
3	0,04	1,18	3,41	26	0,84	4,37	6,90
4	0,06	1,25	3,51	27	0,91	4,64	7,14
5	0,08	1,32	3,61	28	0,98	4,93	7,40
6	0,10	1,39	3,71	29	1,06	5,25	7,67
7	0,12	1,47	3,82	30	1,15	5,59	7,95
8	0,14	1,55	3,93	31	1,24	5,95	8,24
9	0,16	1,64	4,05	32	1,34	6,34	8,55
10	0,18	1,73	4,17	33	1,44	6,76	8,88
11	0,21	1,83	4,29	34	1,55	7,22	9,22
12	0,23	1,94	4,42	35	1,68	7,71	9,58
13	0,26	2,05	4,55	36	1,81	8,24	9,97
14	0,29	2,17	4,69	37	1,95	8,81	10,37
15	0,32	2,30	4,84	38	2,11	9,44	10,80
16	0,36	2,43	4,99	39	2,28	10,11	11,25
17	0,39	2,57	5,15	40	2,46	10,85	11,73
18	0,43	2,73	5,31	41	2,66	11,64	12,24
19	0,47	2,89	5,48	42	2,88	12,51	12,79
20	0,51	3,06	5,66	43	3,12	13,46	13,37
21	0,56	3,24	5,84	44	3,38	14,50	13,98
22	0,61	3,44	6,04	45	3,66	15,64	14,64

Когда в пределах какой-либо глубины располагается несколько слоев грунта с различными удельными весами, средневзвешенный удельный вес грунтов для определения  $\gamma_H$  или  $\gamma'_H$  находится:

$$\gamma_{cp} = \frac{\gamma_{II1}h_1 + \gamma_{II2}h_2 + \dots + \gamma_{IIn}h_n}{h_1 + h_2 + \dots + h_n}, \quad (2.9)$$

где  $\gamma_{II1}, \gamma_{II2}, \dots, \gamma_{IIn}$  – удельный вес грунтов соответствующих слоев и материала пола, кН/м<sup>3</sup>;  $h_1, h_2, \dots, h_n$  – толщина соответственно первого, второго, n-го слоев, м;  $c_{II}$  – расчетное значение удельного сцепления грунта, залегающего непосредственно под подошвой фундамента, кПа;  $d_1$  – глубина заложения фундаментов, м, бесподвальных сооружений от уровня планировки или приведенная глубина заложения наружных и внутренних фундаментов от пола подвала, определяемая по формуле (2.10). При плитных фундаментах за  $d_1$  принимают наименьшее расстояние от подошвы плиты до уровня планировки;

$$d_1 = h_s + h_{cf} \gamma_{cf} / \gamma'_{II}. \quad (2.10)$$



Здесь  $h_s$  – толщина слоя грунта выше подошвы фундамента со стороны подвала, м;  $h_{cf}$  – толщина конструкции пола подвала, м;  $\gamma_{cf}$  – расчетное значение

удельного веса конструкции пола подвала, кН/м<sup>3</sup>.

При бетонной или щебеночной подготовке толщиной  $h_{II}$  допускается увеличивать  $d_1$  на  $h_{II}$ .

Если  $d_1 > d$  ( $d$  – глубина заложения фундамента от уровня планировки), в формуле (2.8) принимают  $d_1 = d$  и  $d_b = 0$ ;

$d_b$  – глубина подвала, расстояние от уровня планировки до пола подвала, м (для сооружений с подвалом глубиной свыше 2 м принимают равным 2 м).

## 2.6. Учет подстилающего слоя слабого грунта

В практике проектирования довольно частыми являются случаи, когда верхние слои грунта, на которые опирается фундамент, подстилаются менее прочными. Помимо природных условий, такая ситуация всегда имеет место при проектировании искусственных оснований.

Прочность грунта, как известно, оценивается по значению сопротивления сдвигу  $\tau$ , которое зависит от нормальных напряжений, если грунт способен уплотняться. Следовательно, проверку слабого подстилающего слоя грунта, вообще говоря, необходимо вести при сопоставлении касательных напряжений, развивающихся от действующих нагрузок на его кровле, со значениями сопротивления слабого грунта сдвигу. При этом, ввиду рассеивания напряжений от местной нагрузки с глубиной, такую проверку следовало бы производить для нескольких точек на кровле слабого слоя.

Для упрощения процедуры такой проверки можно пользоваться не значениями сопротивления грунта сдвигу, а величиной расчетного сопротивления  $R_z$ , вычисленного для *условного фундамента*, который как бы опирается на кровлю слабого слоя. Ввиду привлечения понятий «условный фундамент» и «расчетное сопротивление грунта пониженной прочности для условного фундамента» последнее должно сопоставляться со значениями давлений по подошве условного фундамента.

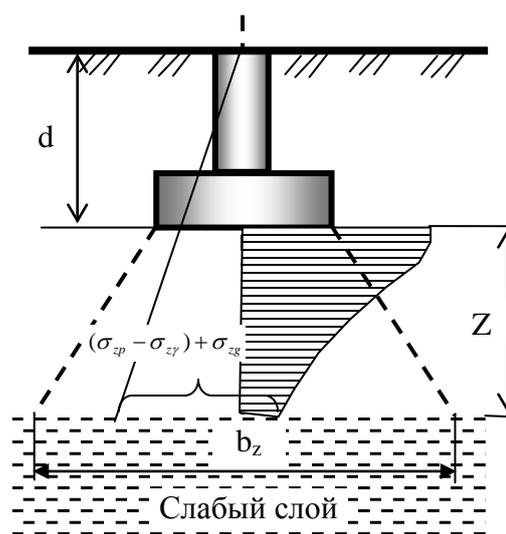


Рис. 2.9. Расчетная схема фундамента к проверке слабого подстилающего слоя

При учете максимально возможных значений этих давлений следует ожидать, что подобная проверка будет давать некоторый запас.

Устанавливаемая на основе этих соображений проверка слабого слоя грунта, согласно п. 5.6.25 [23], заключается в обеспечении условия

$$(\sigma_{zp} - \sigma_{zy}) + \sigma_{zg} \leq R_z, \quad (2.11)$$

где  $\sigma_{zp}$ , и  $\sigma_{zg}$  – вертикальные напряжения в грунте на глубине  $z$  от подошвы фундамента (на уровне кровли слабого грунта) соответственно дополнительное от нагрузки на фундамента и от собственного веса грунта, кПа;  $\sigma_{zy}$  – среднее значение вертикального напряжения в  $i$ -м слое грунта по вертикали, проходящей через центр подошвы фундамента, от собственного веса выбранного при отрывке котлована грунта;

$R_z$  – расчетное сопротивление грунта пониженной прочности на глубине  $z$ , кПа, вычисленное по формуле (2.8) для условного фундамента шириной  $b_z$ , м, равной

$$b_z = \sqrt{A_z + a^2} - a, \quad (2.12)$$

где  $A_z = N/\sigma_{zp}$ ;  $a=(l-b)/2$ .

Здесь  $N$  – вертикальная нагрузка на основание от фундамента;  $l$  и  $b$  – соответственно длина и ширина фундамента.

При невыполнении неравенства (2.11) необходимо перепроектировать фундамента.

## 2.7. Расчет размеров подошвы фундамента при наличии подвала

При наличии подвала ленточный фундамент наружных стен воспринимает от обратной засыпки грунта давление (рис. 2.10). Его определяют по формулам активного давления грунта на подпорные стенки с учетом сцепления. Однако при малой высоте этих стенок (1,5...4 м) и выполнении обратной засыпки на пазуху фундамента грунтом нарушенной структуры обычно ограничиваются приближенным расчетом. В этом случае для связных грунтов в расчетные формулы вводят не угол внутреннего трения, а ориентировочное значение условного угла сопротивления грунта сдвигу  $\psi$ . Его значение можно принимать в зависимости от степени влажности и плотности пылевато-глинистого грунта в следующих пределах:

а) для насыщенного водой или влажного при пористости  $e < 0,4$ , а также маловлажного при значениях  $e < 0,9 - 40...45^\circ$ ;

б) для насыщенного водой при  $0,4 \leq e \leq 0,6$ , а также влажного при  $e \geq 0,4 - 30...35^\circ$ ;

в) для насыщенного водой при  $e \leq 0,6 - 20...25^\circ$ .

Для песков расчет ведут по углу внутреннего трения.

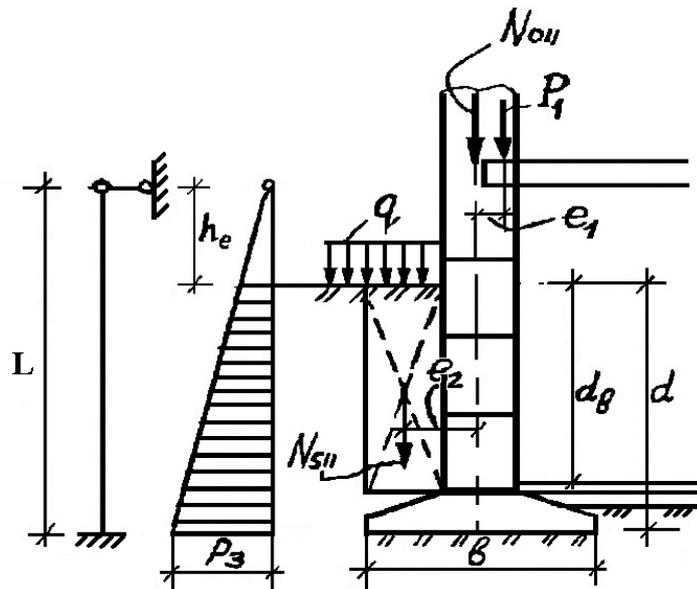


Рис. 2.10. Расчетная схема фундамента

При вычислении давления грунта на подпорную стенку подвала учитывают временную нагрузку на поверхности грунта  $q = 10 \text{ кН/м}^2$ . Эту распределенную нагрузку обычно заменяют фиктивным слоем грунта  $h_{\text{пр}} = 0,6 \text{ м}$ . Гидростатическое давление учитывают, когда оно передается слою гидроизоляции. Если надподвальное перекрытие устраивают до засыпки грунта за пазуху фундамента, тогда момент,  $\text{кН}\cdot\text{м}$ , на 1 м длины фундамента в плоскости подошвы приблизительно будет равен

$$M_{\text{АП}} = \frac{p_3 L^2}{15} - \frac{N_{0\Pi} \cdot e_0}{2} - \frac{P_1 \cdot e_1}{3} - N_{\text{СП}} \cdot e_2, \quad (2.13)$$

где  $p_3$  – интенсивность давления грунта на подпорную стенку на отметке подошвы фундамента,  $\text{кПа}$ , определяемая из выражения

$$p_3 = \gamma'_{\text{П}} \cdot L \cdot \text{tg}^2 (45^\circ - \psi_{\text{срП}}/2); \quad (2.14)$$

где  $N_{0\Pi}$  – нагрузка в плоскости обреза фундамента на 1 м длины стены,  $\text{кН}$ ;  $e_0$  – эксцентриситет нагрузки в плоскости надподвального перекрытия,  $\text{м}$ ;  $P_1$  – нагрузка от перекрытия над подвалом,  $\text{кН}$ , действующая с эксцентриситетом  $e_1$ ,  $\text{м}$ ;  $N_{\text{СП}}$  – вес грунта на уступах фундамента, неуравновешенный с противоположной стороны фундамента,  $\text{кН}$ , действующий с эксцентриситетом  $e_2$ ;  $\gamma'_{\text{П}}$  – удельный вес грунта обратной засыпки,  $\text{кН/м}^3$ ;

$L$  – высота подпорной стенки с учетом фиктивного слоя,  $\text{м}$ :

$$L = d + h_{\text{пр}} = d + 0,6;$$

$\psi_{\text{срП}}$  – среднее значение угла сдвига, зависящего от  $\varphi$  и  $c$  грунта обратной засыпки.

В тех случаях, когда обратную засыпку за пазухи фундамента производят до устройства надподвального перекрытия, давление

грунта полностью воспринимается стеной подвала как свободно стоящей подпорной стенкой.

Зная  $M_{\text{АП}}$ , размеры подошвы проверяют как для внецентренно нагруженного фундамента.

При ширине подошвы менее 1 м или при наличии слоя мягкой гидроизоляции в нижней части фундамент на сдвиг обеспечивают устройством бетонного пола.

Когда фундамент заглублен относительно пола подвала на 1 м и более, дополнительно учитывается активное давление грунта на нижнюю часть фундамента с подвальной стороны.

## **2.8. Расчет осадок фундаментов мелкого заложения методом послойного суммирования**

В большинстве практических случаев основание сложено по глубине разнородными грунтами, представленными в материалах инженерно-геологических изысканий инженерно-геологическими элементами (ИГЭ).

Метод послойного суммирования позволяет учитывать разнородность грунтового массива по глубине. В основе метода лежит суммирование осадок элементарных слоев от действия дополнительных напряжений. При этом распределение дополнительных напряжений в грунтовом массиве принимается в соответствии с моделью линейно деформируемого полупространства.

*Дополнительными напряжениями* называют напряжения в грунтовом массиве от действия внешней нагрузки.

Расчет осадки оснований по методу послойного суммирования производится в соответствии с рекомендациями СП 22.13330.2011 «Основания зданий и сооружений. Актуализированная редакция СНиП 2.02.01-83\*».

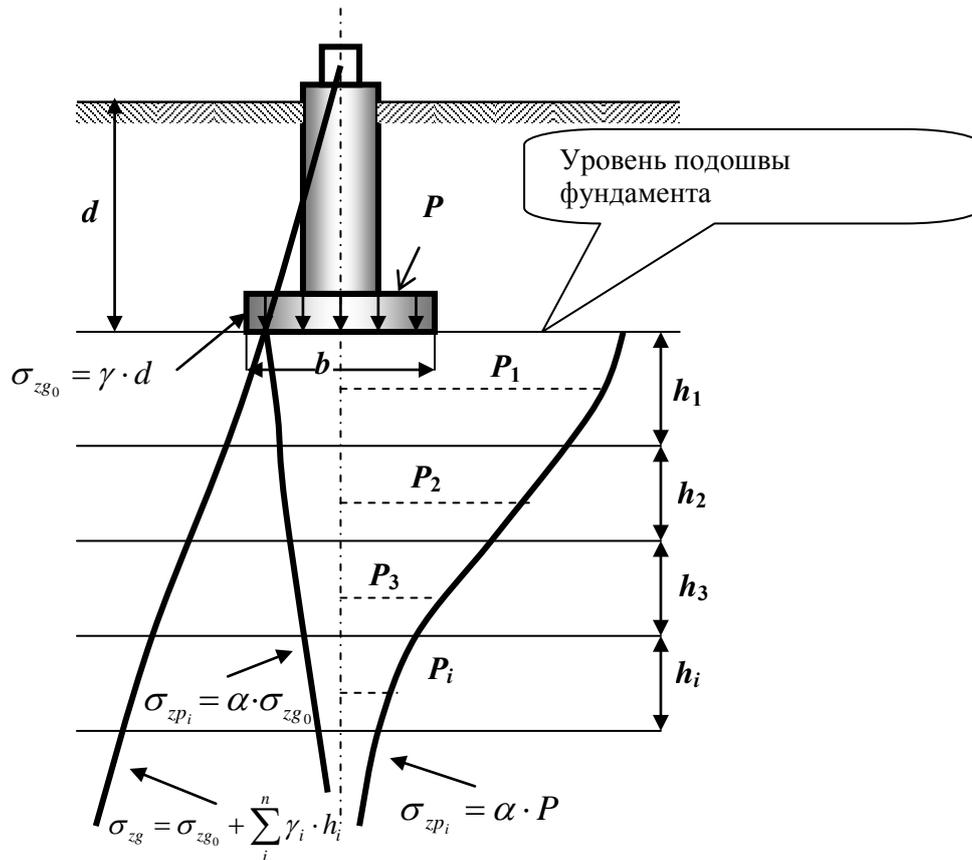


Рис. 2.11. Расчетная схема к методу послойного суммирования

### Порядок расчета

1. Строим расчетную схему.
2. Разбиваем грунтовый массив ниже подошвы фундамента шириной  $b$  на элементарные слои, исходя из следующих условий:
  - мощность любого элементарного слоя  $\Delta h_i \leq 0,4b$ ;
  - слои должны быть однородными по своим свойствам.
3. Строим эпюру природных давлений:

$$\sigma_{zg} = \sigma_{zg_0} + \sum_i^n \gamma_i \cdot h_i, \quad (2.15)$$

где  $\gamma_i$  – удельный вес грунта  $i$ -го слоя;  $h_i$  – толщина (мощность)  $i$ -го слоя грунта;  $\sigma_{zg_0} = \gamma' \cdot d$ ,

где  $\gamma'$  – удельный вес грунта выше подошвы фундамента;  $d$  – глубина заложения фундамента.

Природные давления определяются на границах элементарных слоев.

4. Строим эпюру дополнительных вертикальных напряжений от фундамента и вычисляем эпюру дополнительных вертикальных напряжений собственного веса выбранного при отрывке котлована грунта.

Значения напряжений определяются на границах элементарных слоев. Начало эпюры давлений от уровня подошвы

$$\sigma_{zp_i} = \alpha \cdot P, \quad \sigma_{z\gamma_i} = \alpha \cdot \sigma_{zg_0}, \quad (2.16)$$

где  $P = (\sum N_{II} + \sigma_{\phi_{II}} + \sigma_{ep_{II}}) / A$  – среднее давление под подошвой фундамента;  $N_{II}$  – вертикальная нагрузка на фундамент;  $\sigma_{\phi_{II}}$  – вес фундамента;  $\sigma_{ep_{II}}$  – вес грунта на уступах фундамента;  $\alpha = f(\eta = l/b, \xi = 2z/b)$  – коэффициент, учитывающий убывание с глубиной дополнительных давлений (табл. А.1, прил. А).

5. Определяем нижнюю границу сжимаемой толщи, которая находится на такой глубине от подошвы фундамента, на которой выполняется условие  $\sigma_{zp} \leq 0,5\sigma_{zg}$ .

При этом глубина сжимаемой толщи не должна быть меньше  $H_{\min}$ , равной  $b/2$  при  $b \leq 10$  м,  $(4 + 0,1b)$  при  $b \leq 60$  м и 10 м при  $b > 60$  м. Если в пределах глубины  $H_c$ , найденной по указанным выше условиям, залегает слой грунта с модулем деформации  $E > 100$  МПа, сжимаемую толщину допускается принимать до кровли этого грунта. Если найденная по указанным выше условиям нижняя граница сжимаемой

толщи находится в слое грунта с модулем деформации  $E \leq 7$  МПа или такой слой залегает непосредственно ниже глубины  $z = H_c$ , то этот слой включают в сжимаемую толщу, а за  $H_c$  принимают минимальное из значений, соответствующих подошве слоя или глубине, где выполняется условие  $\sigma_{zp} \leq 0,2\sigma_{zg}$ .

6. Определяем осадку основания в пределах сжимаемой толщи:

$$S = \beta \sum_{i=1}^n \frac{(\sigma_{zp_i}^{cp} - \sigma_{z\gamma_i}) \cdot \Delta h_i}{E_i}, \quad (2.17)$$

где  $\beta = 0,8$  – коэффициент, учитывающий боковое расширение грунта;  $n$  – количество элементарных слоев, вошедших в сжимаемую толщу;  $\Delta h_i$  – мощность соответствующего элементарного слоя, м;  $E_i$  – модуль деформации соответствующего элементарного слоя, кПа;  $\sigma_{zp_i}^{cp}$  – дополнительное вертикальное давление от сооружения в середине элементарного слоя, кПа.

7. Проверяем условие  $S < S_U$ .

## **2.9. Расчет оснований фундаментов мелкого заложения по несущей способности**

Расчет оснований по несущей способности выполняется с целью проверки прочности и устойчивости основания от действия расчетных нагрузок. Потеря устойчивости основания может сопровождаться как поворотом фундамента, так и сдвигом по подошве и даже его опрокидыванием (рис.2.12 а,б,в), что недопустимо из условий работы надземных конструкций.

Потеря основанием устойчивости наступает при исчерпании прочности грунта основания в массиве, окружающем фундамент. Ма-

тематически это характеризуется выполнением условия прочности Мора-Кулона, а физически выпором грунта на поверхность основания.

Расчет оснований по несущей способности заключается в ограничении величины внешней нагрузки исходя из условия

$$F \leq \frac{\gamma_c \cdot F_u}{\gamma_n}, \quad (2.18)$$

где  $F$  – расчетная нагрузка на основание;  $F_u$  – предельное сопротивление основания;  $\gamma_c$  – коэффициент условий работы, который в зависимости от вида грунта изменяется от 0,8 до 1,0;  $\gamma_n$  – коэффициент надежности, зависящий от вида здания или сооружения.

Силы  $F$  и  $F_u$  имеют одинаковое направление действия.

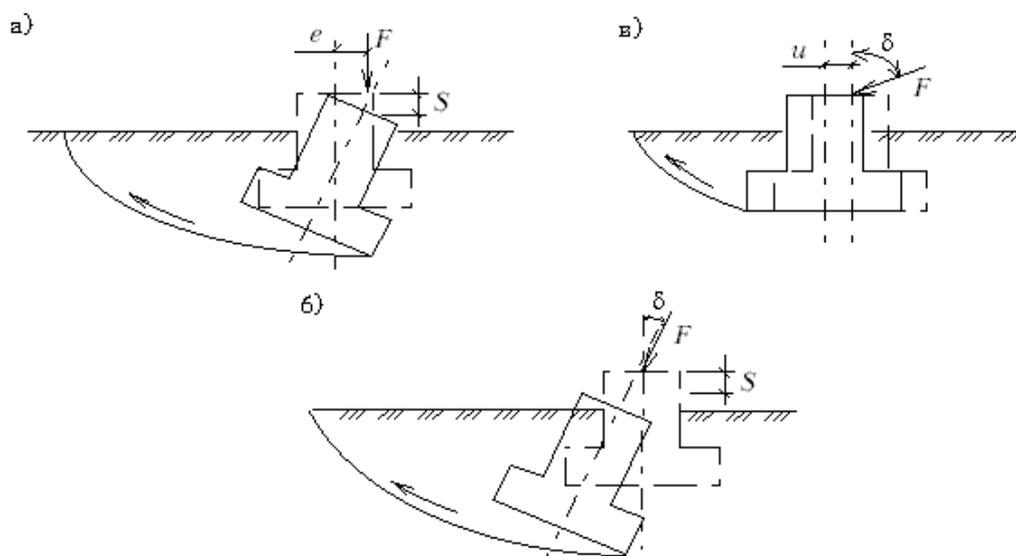


Рис. 2.12. Возможные схемы потери устойчивости основанием: а – осадка фундамента с поворотом; б – осадка фундамента с поворотом и смещением; в – сдвиг фундамента по подошве

Вертикальная составляющая силы предельного сопротивления основания, сложенного скальными грунтами, вычисляется по формуле

$$N_u = R_c \cdot b' \cdot l', \quad (2.19)$$

где  $R_c$  – расчетное значение предела прочности на одноосное сжатие скального грунта;  $b'$  и  $l'$  – соответственно приведенные ширина и длина фундамента.

Основания ленточных фундаментов проверяются на устойчивость только в направлении короткой стороны (ширины) фундамента, а прямоугольного, квадратного и круглого – в направлении действия момента.

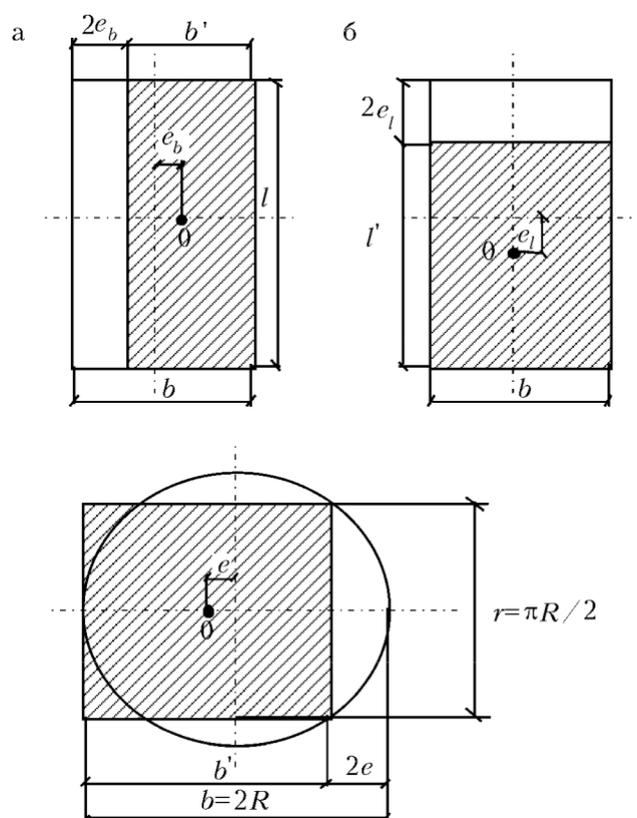


Рис. 2.13. Схемы для определения приведенных размеров подошвы фундамента:  
а – прямоугольного; б – круглого

Приведенные размеры подошвы фундамента при внецентренном нагружении определяются из условия, что равнодействующая давлений по подошве приложена в центре тяжести площади подошвы. Подошва фундамента сложного очертания должна при этом приводиться к эквивалентной по площади подошве фундамента прямоугольной формы. Для круглого фундамента эквивалентной формой будет квадрат, а приведенной – прямоугольник (рис.2.13).

Вертикальную составляющую силы предельного сопротивления основания, сложенного нескальными грунтами в стабилизированном состоянии  $N_u$ , определяют, если фундамент имеет плоскую подошву и грунты основания ниже подошвы однородны до глубины не менее ее ширины, а в случае различной вертикальной пригрузки с разных сторон фундамента (рис. 2.14) интенсивность большей из них не превышает  $0,5 \cdot R$  по формуле

$$N_u = b'l'(N_\gamma \xi_\gamma b' \gamma_I + N_q \xi_q \gamma'_I d + N_c \xi_c c_I), \quad (2.20)$$

где  $b'$  и  $l'$  – приведенные ширина и длина фундамента (рис. 2.13);

$N_\gamma$ ,  $N_q$ ,  $N_c$  – безразмерные коэффициенты несущей способности, определяемые в зависимости от расчетного значения угла внутреннего трения грунта и угла наклона к вертикали равнодействующей внешней нагрузки на основание в уровне подошвы фундамента;

$\gamma_I$  и  $\gamma'_I$  – расчетные значения удельного веса грунтов, находящихся в пределах возможной призмы выпирания соответственно ниже и выше подошвы фундамента;

$c_I$  – расчетное значение удельного сцепления грунта;

$d$  – глубина заложения фундамента (в случае неодинаковой вертикальной пригрузки с разных сторон фундамента принимается значение  $d$ , соответствующее наименьшей пригрузке);

$\xi_y, \xi_q, \xi_c$  – коэффициенты формы фундамента, определяемые по формулам:

$$\xi_y = 1 - \frac{0,25}{\eta}; \quad \xi_q = 1 + \frac{1,5}{\eta}; \quad \xi_c = 1 + \frac{0,3}{\eta}. \quad (2.21)$$

Здесь  $\eta = l/b$ ;  $l$  и  $b$  – соответственно длина и ширина подошвы фундамента, принимаемые в случае внецентренного приложения равнодействующей нагрузки равными приведенным значениям  $b'$  и  $l'$ .

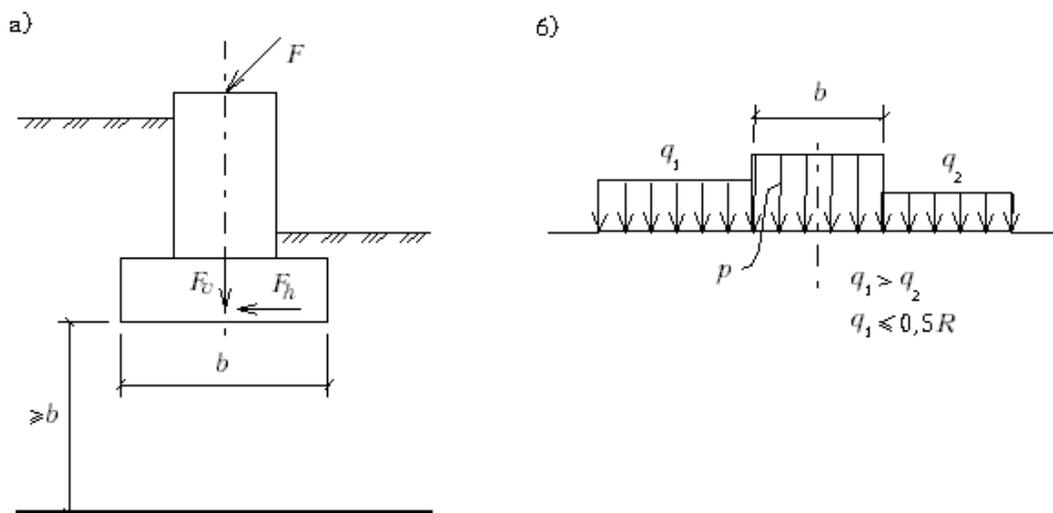


Рис. 2.14. Определение предельного сопротивления грунта основания:  
а – схема нагружения фундамента; б – расчетная схема

Угол наклона к вертикали равнодействующей внешней нагрузки на основание определяется из условия

$$\operatorname{tg} \delta = \frac{F_h}{F_v}, \quad (2.22)$$

где  $F_h$  и  $F_v$  – соответственно горизонтальная и вертикальная составляющие внешней нагрузки на основание  $F$  в уровне подошвы фундамента.

Расчет по формуле (2.17) допускается выполнять, если соблюдается условие

$$tg \delta < \sin \varphi_l . \quad (2.23)$$

Если это условие не выполняется, то расчет основания по несущей способности следует выполнять с учетом сдвига фундамента по подошве, т. е. использовать иное решение.

Расчет фундамента на сдвиг по подошве производится исходя из условия

$$\sum F_{s.a} \leq \frac{\gamma_c \cdot \sum F_{s.\gamma}}{\gamma_n} , \quad (2.24)$$

где  $\sum F_{s.a}$  и  $\sum F_{s.\gamma}$  – суммы проекций на плоскость скольжения соответственно расчетных сдвигающих и удерживающих сил, определяемых с учетом активного и пассивного давления грунта на боковые грани фундамента;  $\gamma_c$  и  $\gamma_n$  – те же, что и в формуле (2.15).

Сумма удерживающих сил определяется из выражения

$$\sum F_{s.\gamma} = (F_v - U)tg \varphi_l + Ac_l + E_p , \quad (2.25)$$

а сумма сдвигающихся сил равна:

$$\sum F_{s.a} = F_h + E_a , \quad (2.26)$$

где  $F_v$  – нормальная к плоскости скольжения составляющая расчетной нагрузки на фундамент (рис. 2.15);  $U$  – гидростатическое противодействие (при уровне грунтовых вод выше подошвы фундамента);  $A$  – площадь подошвы фундамента;  $F_h$  – касательная к плоскости скольжения составляющая нагрузки на фундамент;  $E_p$  и  $E_a$  – равнодействующие пассивного и активного давлений грунта.

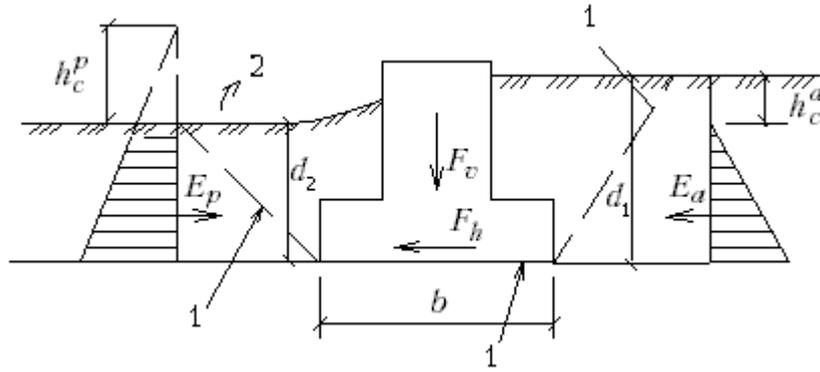


Рис. 2.15. Схема к расчету фундамента на сдвиг по подошве:  
1 – поверхность сдвига; 2 – направление выпора грунта

Равнодействующая пассивного давления грунта на вертикальную грань фундамента составляет

$$E_p = \frac{\gamma_I \lambda_p d_2}{2} \left( d_2 + 2 \frac{2c_I}{\gamma_I \sqrt{\lambda_p}} \right) = \frac{\gamma_I d_2}{2 \lambda_a} \left( d_2 + 2 \frac{2c_I}{\gamma_I} \sqrt{\lambda_a} \right). \quad (2.27)$$

Равнодействующая активного давления

$$E_a = \frac{\gamma_I \lambda_a d_2}{2} (d_1 + h_c^a) = \frac{\gamma_I \lambda_a d_1}{2} \left( d_1 - \frac{2c_I}{\gamma_I \sqrt{\lambda_a}} \right), \quad (2.28)$$

где  $d_2$  – глубина заложения фундамента со стороны возможного выпора грунта;  $\lambda_p$  – коэффициент пассивного давления грунта

$$\lambda_p = \operatorname{tg}^2 \left( 45^\circ + \frac{\varphi_I}{2} \right) = \frac{1 + \sin \varphi_I}{1 - \sin \varphi_I}; \quad (2.29)$$

$d_1$  – глубина заложения фундамента со стороны противоположной возможному выпору грунта вверх;  $\lambda_a$  – коэффициент активного давления грунта

$$\lambda_a = \operatorname{tg}^2\left(45^\circ - \frac{\varphi_I}{2}\right) = \frac{1 - \sin \varphi_I}{1 + \sin \varphi_I} = \frac{1}{\lambda_p}. \quad (2.30)$$

Величины приведенных высот за счет влияния сцепления в грунте

$$h_c = \frac{2c_I}{\gamma_I \sqrt{\lambda_a}}; \quad h_c^p = \frac{2c_I}{\gamma_I} \cdot \sqrt{\lambda_a} = \frac{2c_I}{\gamma_I \sqrt{\lambda_p}}. \quad (2.31)$$

В ряде случаев для большей безопасности в формуле для пассивного давления  $h_c^p$  не учитывается, т. е. считается, что  $h_c^p = 0$ .

Фундаменты с наклонной подошвой применяются вместо фундаментов с горизонтальной подошвой в тех случаях, когда для последних не выполняется условие (2.24).

При определении предельного сопротивления основания фундаментов с наклонной подошвой применяют формулу 2.20, но входящие в формулу коэффициенты  $N_\gamma$ ,  $N_q$ ,  $N_c$  определяются с учетом угла  $\alpha$  наклона подошвы фундамента к горизонту.

Графоаналитические методы расчета несущей способности применяются в тех случаях, когда отсутствуют аналитические решения. Одним из таких методов является метод круглоцилиндрических поверхностей скольжения.

Этот метод используется в случаях, если:

- основание сложено неоднородными грунтами;
- пригрузка со стороны противоположной возможному выпору грунта основания больше  $0,5R$ ;
- фундаменты расположены на откосе, вблизи откоса или под откосом.

Расчет несущей способности однородных оснований выполняется с использованием аналитических решений по формуле (2.20).

Во всех других случаях, в том числе и для многослойных оснований, используются инженерные методы расчета, одним из которых является метод круглоцилиндрических поверхностей скольжения.

Метод круглоцилиндрических поверхностей скольжения применяется только для случаев наклонной равнодействующей нагрузки на фундаменты или при центральной нагрузке, но с расположением фундамента на откосе.

Если на фундамент действует вертикальная нагрузка, а основание сложено двумя слоями с согласным напластованием, то определять несущую способность рекомендуется следующим образом.

При расчете двухслойного основания (рис.2.16) сила предельного сопротивления основания ленточного фундамента определяется по формуле

$$N_u = 0,5b^2 \cdot l \cdot \gamma_l \cdot N_{1,2}, \quad (2.32)$$

где  $N_{1,2}$  – коэффициент несущей способности, зависящий от  $H/b$  и  $\frac{c_l}{\gamma_l \cdot b}$ .

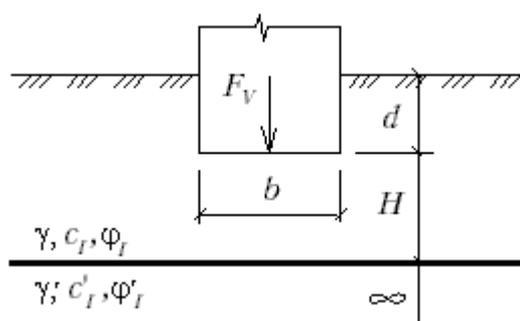


Рис. 2.16. К расчету несущей способности двухслойного основания

### **3. СВАЙНЫЕ ФУНДАМЕНТЫ, ФУНДАМЕНТЫ ГЛУБОКОГО ЗАЛОЖЕНИЯ**

#### **3.1. Свайные фундаменты, общие положения**

В ряде случаев в верхней части основания возводимого здания и сооружения может находиться относительно слабый слой грунта, поэтому возникает необходимость в передаче давления от сооружения на более плотные грунты, залегающие на некоторой глубине. В этих случаях часто устраивают фундаменты из свай, которые способны воспринимать большие нагрузки по сравнению с фундаментами неглубокого заложения и, кроме того, иногда являются более экономичными, так как при их возведении объем трудоемких земляных работ уменьшается.

Археологические раскопки на берегах Цюрихского озера показали, что сваи использовались человеком с самой глубокой древности. В 1854 году уровень воды Цюрихского озера понизился до небывалой отметки, и местное население использовало открывшиеся залежи ила для удобрения сельскохозяйственных угодий. Так под толстым слоем ила были обнаружены остатки древнейшего свайного поселения. Историки отнесли находку к эпохе неолита! А более поздние исследования показали, что этот пример не был единственным. Подобные поселения были береговыми, на сваях они возводились из-за развития земледелия на болотистых территориях, а также для защиты от диких зверей и враждебных племен.

Позже наличие свайных построек отмечали путешественники XVIII и XIX веков А. Гумбольдт и Н. Н. Миклухо-Маклай. Они приводят описание как отдельных хижин, так и целых поселков. Такие поселения сохранились и в наше время.

Сначала сваи применялись в качестве стоек, которые позволяли поднять пол жилья над водой или землей. Римский архитектор и инженер Витрувий (I в. до н. э.) подчеркивал необходимость использования деревянных свай при строительстве на наносных или болотистых грунтах для передачи нагрузки от зданий на так называемый материк. Позднее применение свай позволило возводить массивные сооружения на слабых грунтах.

Нельзя обойти вниманием и опыт Нидерландов, где болотистая почва определила сваи как необходимую составляющую строительства. По свидетельству П. П. Гнедича, только «благодаря сваям нидерландцы защитились от моря и отвоевали у него значительную площадь суши. Амстердам со своим населением в четверть миллиона человек стоит на сваях».

Петр I использовал опыт голландцев, о чем свидетельствует письмо к И. Коробову, в котором он дает указание изучить «манер голландской архитектуры, а особливо фундаменты» из-за схожести грунтов. И в 1715 году Петр I издает приказ о том, что к сентябрю «каждый против своего дома паженные сваи для обивки берегов, мерою трехсаженные, числом сколько против каждого двора оных бы столбов могло пойти», и в ноябре этого же года новый приказ: «Об окончании Санкт-Петербургскими жителями к будущей весне бития свай против домов своих, по берегам Большой и Малой Невы и протокам, под опасением отобрания тех дворов». Согласно этому указу, каждый житель обязан был бить сваи, закладывая за ними связки фашичника и утрамбовывать землю на берегу напротив своего участка.

Библиографические исследования показывают, что первые упоминания о «грунтах» в России также относятся ко времени правления Петра. Так, в 1708 году Джованни Марио-Фонтана по заданию Великого государя Петра I перевел на русский язык книгу Якова Бароция де Виньола «Правило о пяти чинах архитектуры» издания 1563 года.

Большой интерес для геотехников представляет статья «Фундамент как строить». Это одна из первых инструкций, в которой не только впервые упоминаются термины «грунт» и «свая», но и рекомендуется при выборе места для заложения фундаментов «хорошо знать характер грунта». Строителям рекомендовалось при появлении грунтовых вод «в двух или трех локтях глубины бить сваи», а при строительстве на болоте «надлежит сваи бить дубовые или ялховые, которые надлежит крепить. А ежели великое строение, то надлежит на концы сваи железо насодить дабы хотчее пошло в землю. Также надлежит пореже сваи бить (хотя и лучше часше), ибо когда часше станем бить, то одна другую вон выбивать будет... В чем надлежит осмотрение иметь дабы фундамент был всегда каменный или гораздо из доброго кирпича (ежели камня нет) и гораздо вызженова...».

В XIX веке сваи уже стали применяться также и для уплотнения грунта. П. Усов в работе «Строительное искусство» (1859) отмечает: «сопротивление слабого грунта можно значительно увеличить втрамбованием в него каменного щебня или сжиманием его уплотняющими сваями».

До 1838 года применялись только забивные сваи, хотя они тоже модернизировались – изменялся материал свай, а при забивке в гравелистые и твердые грунты для деревянных свай стали использовать железные башмаки. В 1838 году Митчелл (Mitchall) предложил завинчивать сваи в грунт, для чего нижняя часть сваи оборудована винтом. Наконечники свай имеют разный вид в зависимости от свойств грунта. В. Карлович в монографии «Основания и фундаменты» (1869 год) признает преимущества винтовых свай перед забивными при применении их в некрепких грунтах, так как «концы их передают давление на большую площадь».

Долгое время забивка свай осуществлялась вручную. Первое описание примитивного ручного копра относится к 1660 году.

Изобретение станины с направляющими для бабы и присоединение для ее подъема различных приспособлений позволило увеличить мощность снаряда. Изобретение Нэсмитом (Великобритания) паровой бабы было несомненным проявлением технической революции. В 1889 году это изобретение было усовершенствовано русским инженером С. А. Арцишем, что позволило еще увеличить производительность снарядов. И только в 30–40-х годах прошлого столетия появились первые дизельные сваебойные установки, а в 50-х – электрические вибропогружатели.

На рубеже XIX–XX веков появились и первые монолитные сваи, изготавливаемые в грунте, в научной литературе того времени их насчитывается около двадцати. Остановимся только на сваях системы «Франкиньюль». Сваи этой системы появились во Франции в 1909 году, в 1910 году они были запатентованы и стали широко применяться в Европе, Египте и в России. В этом же году было образовано бельгийское общество FRANKI-Pfahi-Gesellschaft, которое мы знаем и по сей день, но только под названием «Франки». В 1947 году была изготовлена первая буровая установка фирмы Bauer.

Сегодня технологии изготовления свай в грунте позволяют решать самые сложные геотехнические задачи: возводить здания и осваивать подземные пространства на застроенных территориях в существующей инфраструктуре.

Свайной конструкцией (фундаментом) называется группа свай, объединенная поверху специальными плитами или балками, называемыми ростверками.

Несущая способность одиночной сваи в большинстве случаев во много раз меньше нагрузки, передаваемой надземной конструкцией (например, колонной), поэтому свайный фундамент приходится делать из нескольких свай. В практике современного строительства в зависимости от характера размещения свай в плане различают сле-

дующие виды свайных фундаментов: одиночные сваи, ленточные свайные фундаменты с размещением свай рядами (рис. 3.1, а), свайные кусты (рис. 3.1, б), сплошное свайное поле (рис. 3.1, в).

Одиночные сваи применяют под сооружения, когда нагрузку от колонны здания или стыка панелей воспринимает одна свая. Иногда сваи являются одновременно колоннами здания. Такие конструкции называют сваями-колоннами.

Ленточные свайные фундаменты устраивают под стенами зданий и другими протяженными конструкциями. Различают однорядное (см. рис. 3.1, а) и многорядное (в 2...3 ряда и более) размещение свай. При многорядном размещении свай свайный фундамент легко воспринимает не только вертикальную нагрузку, но и момент; при однорядном размещении свай внецентренно приложенная нагрузка вызывает изгиб свай. В случае однорядного размещения свай под внутренними и наружными стенами здания, обладающего пространственной жесткостью, верхние части свай не могут испытывать изгиба, так как надподвальные перекрытия и пересечения стен препятствуют развитию деформаций изгиба в сваях.

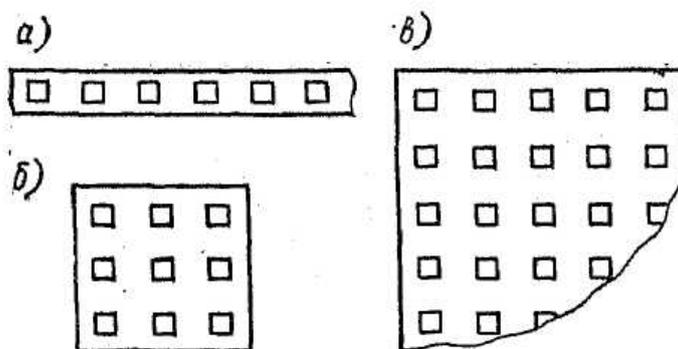


Рис. 3.1. Виды свайных фундаментов в зависимости от размещения свай в плане: а – ленточный; б – свайный куст; в – сплошное свайное поле

*Свайные кусты* – это группы свай, обычно расположенные под отдельными конструкциями (например, под колоннами). Минимальное число свай в одном кусте – три. Иногда допускается делать свайные кусты из двух свай, если исключено развитие изгиба свай в перпендикулярном направлении по отношению к оси, проходящей через обе сваи.

*Сплошное свайное поле* устраивают под тяжелые сооружения, когда сваи располагаются по некоторой сетке под всем сооружением или частью его. На сплошное свайное поле опираются все конструкции этой части сооружения (колонны, стены, оборудование).

*Свайным полем* строители называют также систему свай, размещенных под сооружением, состоящую из одиночных свай, лент и свайных кустов.

Чтобы все сваи фундамента работали одновременно, их объединяют железобетонной плитой или балкой-ростверком, который обеспечивает распределение нагрузки на сваи и приблизительно равномерность осадки или при несимметричном загрузении – осадку с креном.

Различают *три типа свайных ростверков*: низкий, повышенный и высокий (рис. 3.2).

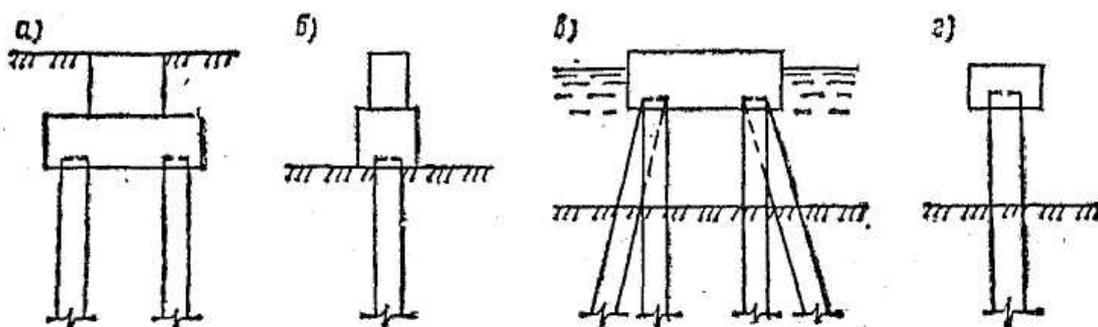


Рис. 3.2. Типы свайных ростверков: а – низкий; б – повышенный; в, г – высокий

Низкий свайный ростверк располагают ниже поверхности грунта. Такой ростверк может передавать часть вертикального давления на грунт основания по своей подошве и при практически плотной обратной засыпке воспринимать давление от горизонтальных сил. Если ростверк находится в зоне сезонного промерзания, на него при промерзании грунта могут воздействовать нормальные и касательные силы пучения соответственно по подошве и боковым поверхностям.

Повышенный свайный ростверк не заглубляют в грунт, а располагают непосредственно на его поверхности. В связи с этим отпадает необходимость в устройстве опалубки снизу ростверка. Такие ростверки допустимы там, где при промерзании не происходит пучения грунта. Поскольку верхние слои сложены, как правило, слабыми грунтами, повышенные ростверки не могут передавать давление на грунт основания.

Высокий свайный ростверк располагают выше поверхности грунта. Так как верхняя часть вертикальных свай имеет небольшое сопротивление поперечному изгибу при действии горизонтальных нагрузок, кроме вертикальных свай забивают наклонные сваи по двум-четырем направлениям. Высокие свайные ростверки применяют при строительстве мостов и гидротехнических сооружений, под внутренними стенами жилых зданий с техническими подпольями и в других случаях. Иногда свайные фундаменты делают без ростверков. На голову сваи надевают оголовок и на это уширение устанавливают несущие панели зданий (рис. 3.2, г).

### **3.2. Классификация свай**

Основным конструктивным элементом свайного фундамента являются сваи. Классификация свай приведена в табл. 3.1.

Таблица 3.1

Классификация свай	
1	2
Способ погружения свай в грунт	Забивные железобетонные, стальные, деревянные, погружаемые в грунт (без его выемки) с помощью молотов, вибропогружателей и вдавливающих устройств
	Сваи-оболочки (железобетонные), погружаемые вибропогружателями с выемкой грунта и заполняемые бетонной смесью
	Набивные, устраиваемые путем укладки бетонной смеси в скважины, образованные в результате обжатия грунта
	Буровые, устраиваемые путем заполнения пробуренных скважин бетонной смесью или установки в них железобетонных элементов
	Винтовые, погружаемые в грунт с помощью кабестана
Условия взаимодействия свай с грунтом	Сваи-стойки, к которым относятся сваи всех видов, опирающиеся на скальные грунты, а забивные сваи, кроме того, на малосжимаемые грунты (крупнообломочные грунты и твердые глины с модулем деформации $E > 50$ МПа)
	Висячие сваи, опирающиеся на сжимаемые грунты и передающие нагрузку на основание боковой поверхностью и нижним концом
Забивные железобетонные сваи и сваи-оболочки	По способу армирования – с ненапрягаемой продольной арматурой с поперечным армированием и предварительно напряженные со стержневой или проволочной продольной арматурой с поперечным армированием и без него
	По форме поперечного сечения – квадратные, прямоугольные, тавровые и двутаврового сечений, квадратные с круглой полостью и полые круглые
	По форме продольного сечения – призматические, цилиндрические и с наклонными гранями (пирамидальные, трапециевидные, ромбовидные)

1	2
	<p>По конструктивным особенностям – целые и составные из отдельных секций</p> <p>По конструкции нижнего конца – с заостренным или плоским нижним концом, с уширением и полые с закрытым или открытым нижним концом</p>
Набивные сваи по способу устройства подразделяются	<p>Устраиваемые путем погружения инвентарных труб, нижний конец которых закрыт башмаком, оставляемым в грунте, с последующим извлечением труб по мере заполнения скважин бетонной смесью</p> <p>Виброштампованные, устраиваемые в пробитых скважинах путем их заполнения жесткой бетонной смесью, уплотняемой виброштампом в виде трубы с закрепленным на ней вибропогружателем</p> <p>Виброштампованные, устраиваемые путем выштамповки в грунте скважин пирамидальной или конической формы с заполнением их бетонной смесью</p>
Буровые сваи по способу устройства подразделяются	<p>Буронабивные сплошного сечения, бетонируемые в пробуренных скважинах без крепления или с креплением стенок извлекаемыми обсадными трубами</p> <p>Буронабивные полые круглого сечения, устраиваемые с применением многосекционного сердечника</p> <p>Буронабивные, устраиваемые путем втрамбовывания в скважину щебня</p> <p>Буронабивные с камуфлетной пятой, устраиваемые путем бурения скважин с образованием уширения взрывом и заполнения скважин бетонной смесью</p> <p>Сваи-столбы, устраиваемые путем бурения скважин, укладки в них цементно-песчаного раствора и опускания в скважины свайных элементов</p> <p>Буроопускные сваи с камуфлетной пятой</p>

История развития строительных конструкций связана с развитием производительных сил общества. В общем случае строительные конструкции в зависимости от материала, из которого они изготовлены, разделяют на металлические (преимущественно стальные), каменные, бетонные и железобетонные, конструкции из дерева и пластмасс. Для конструкций свай в основном используют дерево, металл, бетон и железобетон.

Наиболее древние конструкции – деревянные и каменные, так как самые простые их виды можно было изготовить, применяя примитивные инструменты.

**Деревянные сваи.** Дерево издавна использовалось для различных конструкций. К преимуществам деревянных свай относятся их небольшая масса, достаточно высокая прочность и простота изготовления. Деревянные сваи можно погрузить в грунт путем забивки или виброметодом. Деревянные сваи трудно забиваются в крупнозернистые и гравелистые пески и почти не забиваются в гравий и гальку.

Недостатком деревянных свай является то, что они могут гнить в зоне переменной влажности при расположении свай выше горизонта вод. Для избежания этого в постоянных сооружениях головы свай должны быть всегда расположены ниже горизонта самых низких вод не менее чем на 0,5 м. К недостаткам деревянных свай относится также ограниченность их размеров в случае изготовления из одиночных бревен и связанная с этим их низкая несущая способность. Число свай в фундаменте получается обычно большим. Конструкции деревянных свай показаны на рис. 3.3.

Для изготовления свай используют древесину хвойных пород (сосна, лиственница, ель и др.) диаметром от 18 до 40 см и длиной 4,5...16 м. Низ сваи обрабатывают в форме острия для облегчения погружения ее в грунт (рис. 3.3, а). В грунтах, содержащих гравий, гальку и другие твердые включения, на острие сваи надевают ме-

таллический башмак (рис. 3.3, б). На голову сваи насаживается металлическое кольцо-бугель, предотвращающее повреждение сваи при ее забивке (рис. 3.3, в).

Для увеличения размеров деревянных свай были созданы пакетные и клееные сваи (рис. 3.3, г-е). В практике пакетные сваи применялись длиной до 25 м.

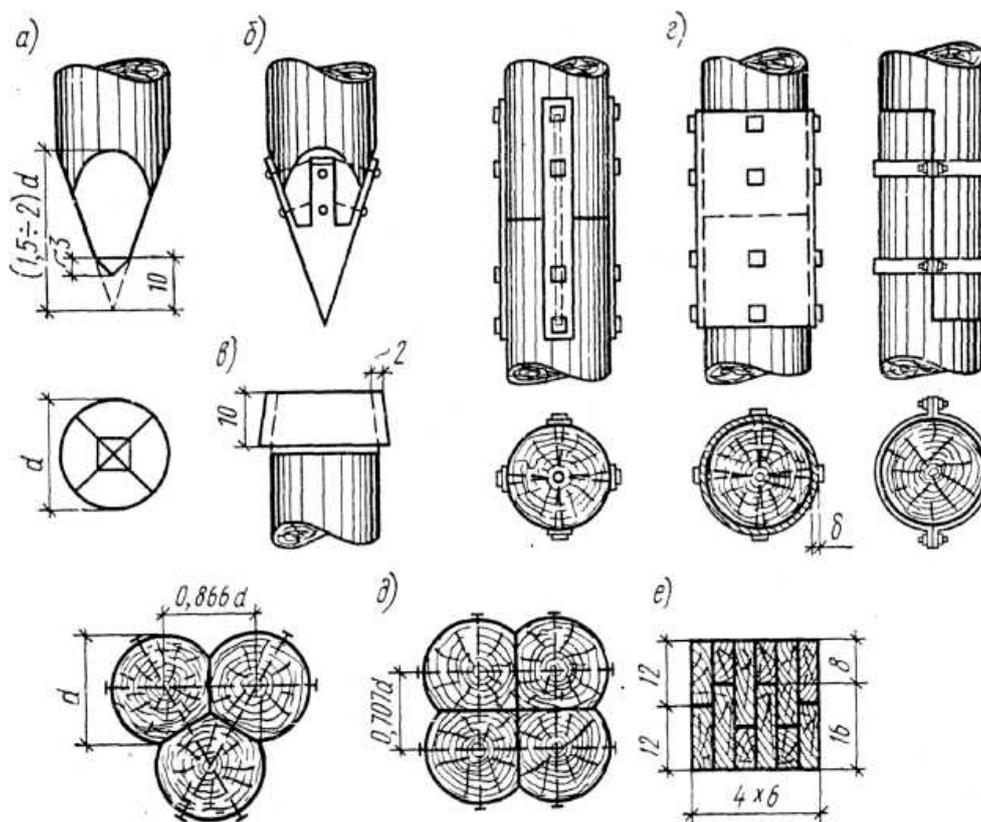


Рис. 3.3. Конструкции деревянных свай (размеры даны в сантиметрах)

а – остриё сваи; б – металлический башмак на острие сваи; в – кольцо-бугель; г, д – пакетные сваи; е – клееные сваи

Стыки бревен пакетных свай устраивают вразбежку и перекрывают металлическими накладками. Бревна сплачивают между собой металлическими болтами. Недостатки пакетных свай заключаются в большом расходе металла на соединения и высокой трудоемкости работ по их изготовлению.

**Металлические сваи.** Металл как материал для строительных конструкций начинают применять с XVIII в. В XIX в. начали выпускать профильный прокат, что позволило создавать рациональные сечения элементов. При использовании сварки для соединения элементов стальных конструкций значительно уменьшилась трудоемкость изготовления этих конструкций, и расширились области их применения в строительстве. Стальные сваи применяют преимущественно в сложных геологических условиях, когда непосредственное заглубление железобетонных свай невозможно. Такие сваи допустимы также для усиления фундаментов, поскольку значительно упрощается их наращивание по мере заглубления в грунт.

Металлические сваи, в основном – это стальные сваи, разделяют на два основных типа. Сваи замкнутого поперечного сечения (рис. 3.4, а), для которых используют стальные трубы, а также элементы, сваренные из двух двутавров или двух швеллеров. В виде исключения для этих целей допустим стальной шпунт. Нижний конец сваи оставляют открытым или закрывают наконечником. Сваи незамкнутого сечения (рис. 3.4, б) изготавливают из широкополых двутавров или элементов, составленных из двутавров, равнобоких уголков, сваренных подошвами рельсов. Кроме приведенных, применяют также элементы других сечений.

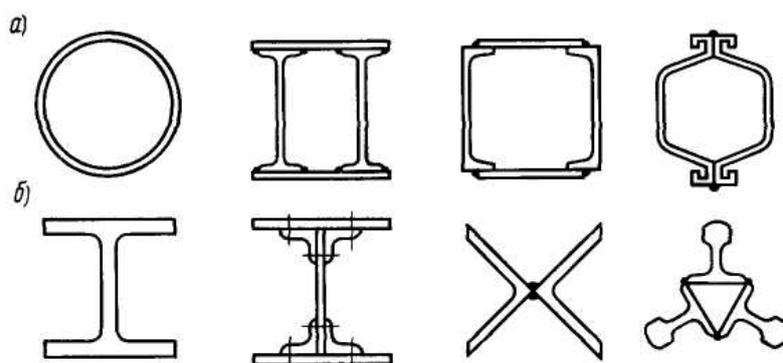


Рис. 3.4. Типы поперечных сечений стальных свай  
а – сваи замкнутого сечения; б – сваи незамкнутого сечения

Иногда применяют комбинированные сваи, отдельные части которых изготавливают из разных материалов.

Преимущества этих свай: небольшая масса, простота изготовления, удобство транспортировки и высокая прочность, что практически исключает их повреждение при забивке в грунт.

Вследствие высокой прочности и небольшой площади поперечного сечения стальные сваи можно забивать в грунты, содержащие твердые включения, и проходить ими разрушенные поверхностные слои скальных и полускальных грунтов до прочного основания.

Недостатками стальных свай являются повышенный расход металла и его коррозия.

**Железобетонные сваи.** Железобетонные конструкции начали применять со второй половины XIX в. в связи с развитием промышленности и транспорта.

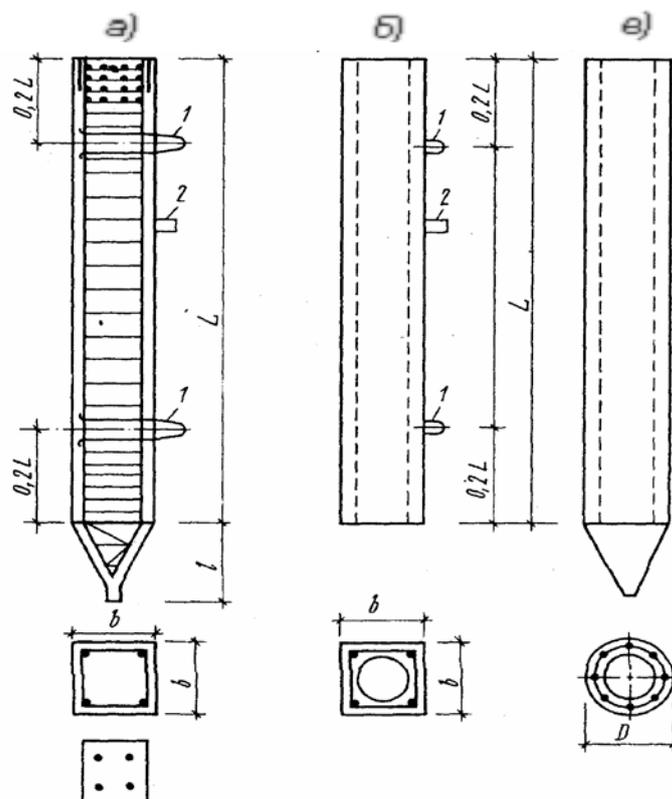


Рис. 3.5. Железобетонные сваи: а – квадратного сплошного сечения; б – квадратного сечения с круглой полостью; в – полового круглого сечения

Принято считать, что первым изделием из железобетона была лодка, построенная Ламбо во Франции в 1850 г.

Первые патенты на изготовление изделий из железобетона (цветочные кадки из проволочной сетки, обмазанной с обеих сторон цементным раствором), были получены французским садовником Ж. Монье в 1867–1870 гг. Постепенно железобетон стал находить применение в строительных конструкциях, в частности в конструкциях свай (рис. 3.5).

**Набивные и буровые сваи.** Также свое развитие, хотя и не так широко как забивные, получили различные изготавливаемые в грунте набивные и буровые сваи (рис. 3.6).

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. По способу изготовления различают сваи без оболочек, с неизвлекаемой оболочкой и с оболочкой, извлекаемой из грунта.

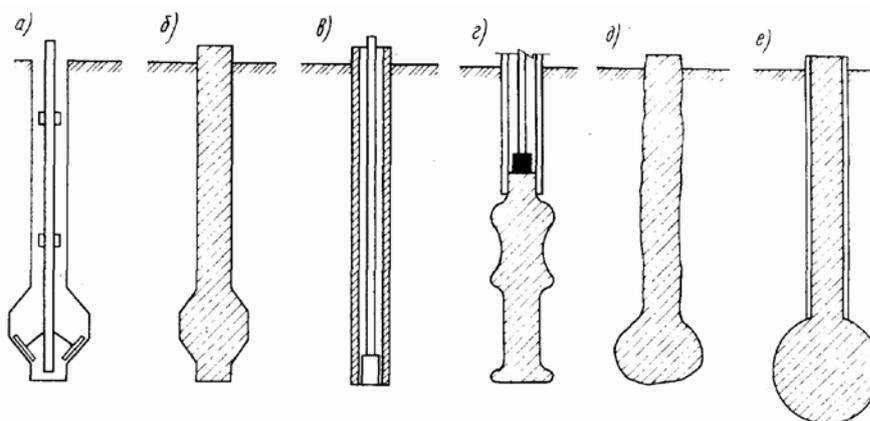


Рис. 3.6. Сваи, изготавливаемые в грунте

а, б – устройство сваи с уширенной пятой методом разбуривания;  
в, г – устройство свай Страуса; д – сваи Франки; е – сваи с неизвлекаемой оболочкой и уширенной пятой

*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.

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. 3.6, а, б) или камуфлетного взрыва, производимого после заполнения ствола бетонной смесью.

*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. 3.6, 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 специ-

альные 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. 3.6, в, д).

*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.

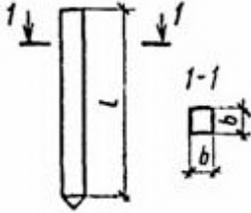
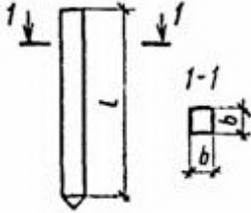
В связи с тем, что данный тип свай достаточно дорог, целесообразно повышать их несущую способность, используя, например, уширение пяты (рис. 3.6, е). Необходимость использования свай с неизвлекаемой оболочкой обязательно нужно учитывать на стадии выбора вариантов фундаментов. Часто именно высокая стоимость металла обсадных труб, приводит к сильному удорожанию данного варианта по сравнению с остальными.

### 3.3. Конструкции забивных железобетонных свай и опыт их применения

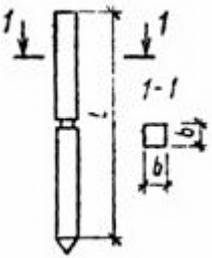
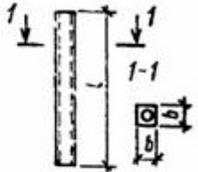
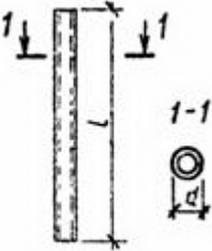
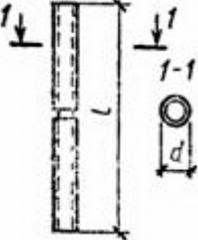
Свайные фундаменты всегда занимали достойное место в инженерной практике. Особенно широко они стали применяться в последние 30–35 лет. Это связано с повышением этажности, увеличением габаритов зданий и сооружений, возрастанием нагрузок, передаваемых на единицу площади, использованием для строительства площадок с неблагоприятными инженерно-геологическими условиями, сложным рельефом, высоким уровнем грунтовых вод и др.

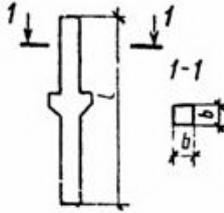
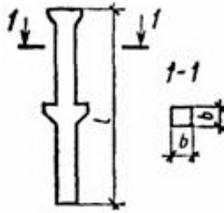
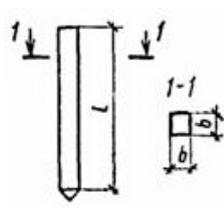
Существующая классификация забивных железобетонных свай по ГОСТ 19804–2012 приведена в табл. 3.2.

Таблица 3.2

Тип и характеристика свай	Эскиз свай	Основные размеры свай, мм		Обозначение стандарта или серии рабочих чертежей
		$b$ или $d$	$l$	
1	2	3	4	5
Тип С. Цельная с ненапрягаемой арматурой		200	3000-6000	Серии 1.011.1-10, вып. 1; 3.500.1-1.93, вып. 0, 1
		250	4000-6000	
		300	3000-12 000	
		350	4000-16 000	
		400	4000-18 000	
Тип С. Цельная с напрягаемой арматурой		200	3000-6000	Серии 1.011.1-10, вып. 2; 3.500.1-1.93, вып. 0, 2
		250	4500-6000	
		300	3000-15 000	
		350	8000-20 000	
		400	13 000-20 000	

Продолжение табл. 3.2

1	2	3	4	5
Тип С. Составная с ненапрягаемой арматурой		300	14 000-24 000	Серия 1.011.1-10, вып. 8
		350 400	14 000-28 000	
Тип СП. Цельная с ненапрягаемой и напрягаемой арматурой		300 400	3000-12 000	ГОСТ 19804.3-80
Тип СК. Цельная с ненапрягаемой арматурой		400 500 600	4000-18 000	Серия 1.011.1-10, вып. 4
Тип СО. Цельная с ненапрягаемой арматурой		800 1000 1200 1500 1600 3000	4000-12 000	
Тип СК. Составная с ненапрягаемой арматурой		400 500 600	12 000-36 000	ГОСТ 19804.6-83
Тип СО. Составная с ненапрягаемой арматурой		800 1000 1200 1600	12 000-24 000 14 000-48 000	

1	2	3	4	5
Тип СК. Составная с напрягаемой и ненапрягаемой арматурой		400	8000-24000	Серия 3.500.1-1.124, вып. 0, 1, 2
		600		
Тип СО. Составная с напрягаемой и ненапрягаемой арматурой		1200	1200-24000	
		1600	8000-24000	
		3000	12000	
Тип 1СД		200	5000-6000	
		300	5000-7500	
Тип 2СД		300	5000-7500	ГОСТ 19804.7-83
Тип СЦ		250	5000-6000	Серия 1.011.1-10, вып. 3
		300	3000-9000	

При всем многообразии разработанных конструкций свай (известно более 150 видов свай) наибольшее применение в массовом гражданском и промышленном строительстве нашли забивные сваи. Применение их значительно сокращает трудоемкость возведения фундаментов и снижает стоимость строительных объектов. При этом наибольшее распространение получили сваи сплошного квадратного сечения. Сваи других видов применяются мало из-за худшей технологичности и повышенной трудоемкости в производстве.

### 3.4. Новые типы фундаментных конструкций из свай

Накопившийся опыт производства и применения свай в фундаментостроении позволяет выделить основные направления в этой области:

- создание новой высокопроизводительной технологии и оборудования для погружения и возведения свайных фундаментов;
- разработка и массовое внедрение в производство новых конструкций свай с высокими технологическими параметрами;
- использование для изготовления свай местных материалов, дающих существенную экономию за счет более низкой себестоимости;
- создание пакетов прикладных программ для расчета на ЭВМ состояния свайных фундаментов на различных этапах погружения, в том числе в особо тяжелых условиях забивки;
- использование в конструкциях свай различных видов бетонов, с полной проработкой влияния свойств того или иного материала на все стадии от изготовления до эксплуатации в фундаментах сооружений.

Условия строительства в России с каждым годом усложняются. Новое строительство ведется на территориях со сложными геологическими и гидрологическими условиями (слабые грунты, неблагоприятные инженерно-геологические процессы), рядом с существующей застройкой. Этажность сооружений увеличивается. Реконструкция и строительство зданий осуществляется с устройством подземных гаражей, когда необходимо применение комбинированных фундаментных конструкций, выполняющих роль несущих и ограждающих конструкций одновременно.

В таких условиях целесообразно широкое применение фундаментных конструкций с использованием различных видов свайных фундаментов. В последние годы разработаны конструкции с исполь-

зованием свай новых видов, а также давно известных в Европе, но не применявшихся в России. Это бурозавинчивающиеся и винтонабивные сваи, щебеночные сваи, буронабивные и буросекущиеся, а также буроинъекционные сваи. Несущая способность по грунту данных свайных фундаментов значительно превышает традиционную, а процесс создания свайного поля с отсутствием динамических воздействий на грунт основания не влияет на соседние близкостоящие сооружения, что особенно ценно для строительства и реконструкции в условиях плотной городской застройки.

### **Конструкции из бурозавинчивающихся и винтонабивных свай**

Бурозавинчивающиеся сваи применяются в нескальных грунтах для устройства несущих или комбинированных (несущих и ограждающих) фундаментных конструкций.

Бурозавинчивающаяся свая (рис. 3.7) состоит из металлической трубы (1), крестообразного наконечника (2) и спиральной навивки (3), обеспечивающих погружение сваи путем ее вращения в сочетании с вдавливанием. Металлические трубы, могут иметь наружный диаметр от 100 до 600 мм и длину до 12 м. Крестообразный наконечник изготавливается из двух металлических заостренных пластин, сваренных в виде креста между собой. В зависимости от технологии устройства бурозавинчивающихся свай наконечник может быть съемным и оставаемым в грунте после погружения сваи до проектной отметки или же глухим, закрывающим нижний конец сваи. Спиральная навивка представляет собой непрерывный металлический стержень треугольного, квадратного или круглого сечения (например, арматуру) шириной  $b = (0,04 \div 0,06)d$ , приваренный к металлической трубе с шагом  $a = (0,5 \div 1,0)d$ , где  $d$  – наружный диаметр трубы.

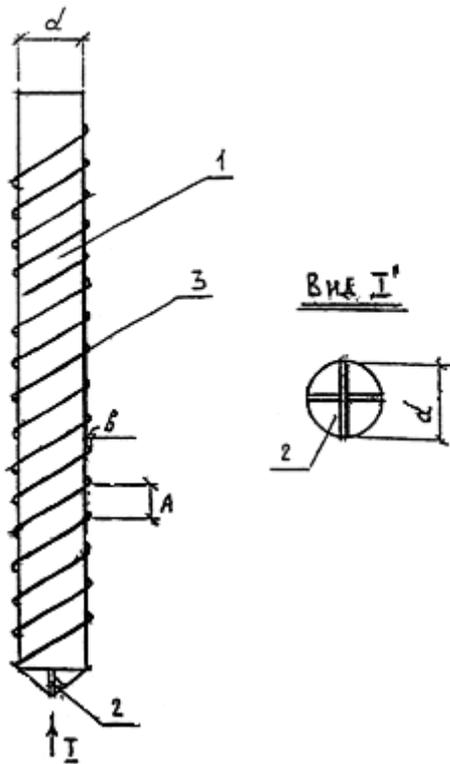


Рис. 3.7. Схема бурозавинчивающейся сваи: 1 – металлическая труба; 2 – наконечник; 3 – спиральная навивка

существующих зданий и сооружений, когда погружение забивных и вибропогружаемых свай может вызвать недопустимые динамические воздействия на близлежащие здания и сооружения и их основания, а устройство буронабивных свай – недопустимую разгрузку и разрыхление грунтов при проходке скважин.

Винтонабивные сваи схожи с бурозавинчивающимися по строению. Отличие состоит в ярко выраженной винтовой форме поверхности специального инструмента по устройству свай.

### Конструкции из щебеночных свай

Щебеночные сваи применяются для усиления оснований существующих и вновь возводимых фундаментов и изготавливаются в грунтах, устойчиво держащих стенки скважин.

При использовании съемного наконечника стенки бурозавинчивающейся сваи выполняют роль инвентарных обсадных труб, и технология устройства свай аналогична технологии, применяемой при изготовлении буронабивных свай типа БСИ.

Основная область применения фундаментных конструкций из бурозавинчивающихся свай – строительство и реконструкция зданий и сооружений вблизи суще-

Фундаментная конструкция с использованием щебеночных свай создается путем армирования грунтов основания наклонными грунто-щебеночными столбами (рис. 3.8).

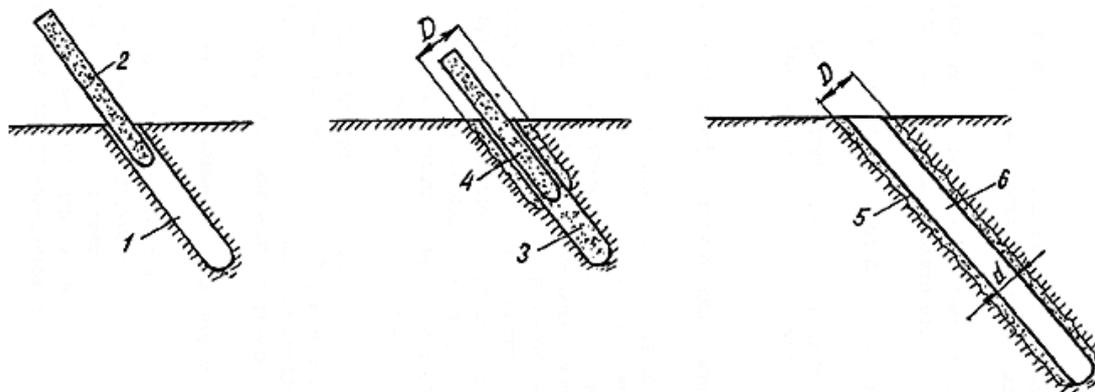


Рис. 3.8. Схема изготовления щебеночной сваи: 1 – скважина; 2 – пневмопробойник; 3 – щебень (гравий); 4 – участок сваи; 5 – готовая свая; 6 – внутренняя полость сваи

Такие столбы изготавливаются поэтапно. На каждом этапе сначала проходится участок скважины (1) с помощью пневмопробойника (2). Затем этот участок заполняется щебнем или гравием (3), и засыпанная порция материала втрамбовывается в стенки скважины пневмопробойником с формированием участка щебеночной сваи (4) диаметром  $D$ . После окончания формирования всей сваи (5) внутренняя ее полость (6) диаметром  $d$ , соответствующим диаметром пневмопробойника, заполняется щебнем.

Длина щебеночных свай достигает 10 м, а наружный диаметр – 300 мм.

Основная область применения фундаментных конструкций из щебеночных свай – реконструкция и усиление зданий и сооружений различного назначения.

## Комбинированные свайно-плитные фундаменты (КСП)

Комбинированные свайно-плитные фундаменты (КСП) применяются для многоэтажных тяжелых зданий, строительство которых намечается на площадках, где с поверхности залегают грунты средней прочности и плитный фундамент, даже при достаточной несущей способности грунта, не проходит по деформациям.

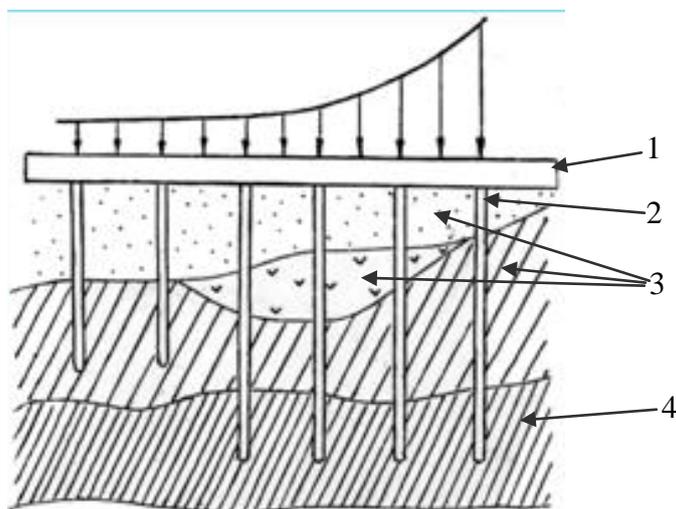


Рис. 3.9. Свайно-плитные фундаменты:

1 – плитная часть; 2 – сваи; 3 – слабые грунты; 4 – надежный грунт

Для КСП фундаментов используются буронабивные сваи диаметром 800–1200 мм и длиной до размера ширины здания, сооружаемые по технологии, предусмотренной п. 6.4а СП 24.13330.2011 «Свайные фундаменты. Актуализированная редакция СНиП 2.02.03–85», либо забивные железобетонные сваи, сплошные, квадратного сечения с поперечным армированием ствола размерами 35×35 или 40×40 см.

По грунтовым условиям и конструкции фундамента сваи в этом типе фундаментов должны работать как висячие, и поэтому они располагаются под фундаментной плитой по сетке с расстояниями между осями свай 5–7 диаметров (поперечных размеров).

### Конструкции из буронабивных свай

Новой модификацией фундаментов из буронабивных свай являются конструкции буросекущихся свай (рис. 3.10), используемые в качестве ленточных фундаментов либо комбинированных (несущих и ограждающих) фундаментных конструкций, в частности, при устройстве фундаментных конструкций заглубленных сооружений при освоении подземного пространства.

Диаметр буросекущихся свай  $d$  составляет от 600 до 800 мм, а длина – до 40 м. Расстояние между центрами свай  $a$  составляет  $(0,8 \div 0,9) d$ .

### Конструкции из буроинъекционных свай

При реконструкции и усилении зданий различного назначения, а также при новом строительстве эффективными фундаментными конструкциями являются конструкции с использованием буроинъекционных свай, устраиваемых с учетом требований СП 24.13330.2011 «Свайные фундаменты. Актуализированная редакция СНиП 2.02.03–85» и «Рекомендаций по применению буроинъекционных свай», НИИОСП.

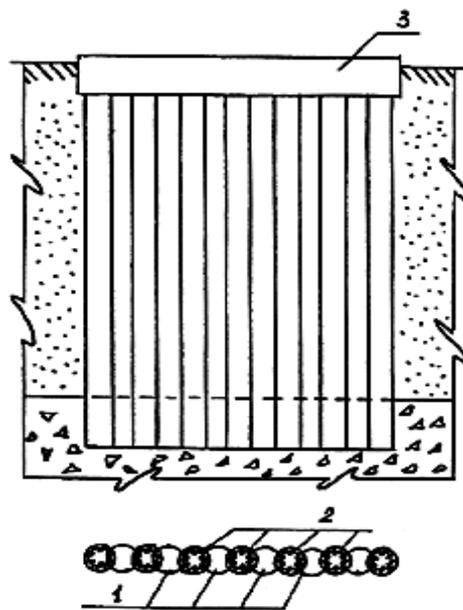


Рис. 3.10. Схема фундамента из буросекущихся свай:  
1 – первоочередные бетонные сваи; 2 – железобетонные сваи, выполняемые между бетонных свай; 3 – объединяющий ростверк

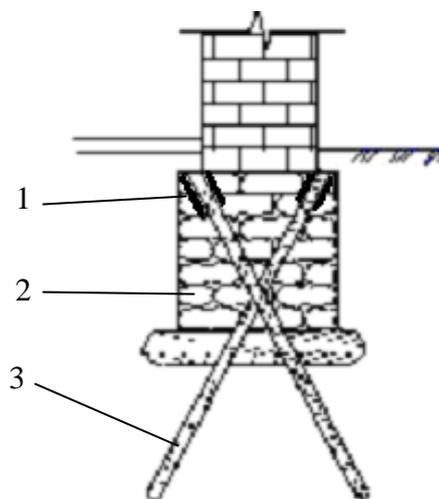


Рис. 3.11. Буроинъекционные сваи:  
1 – труба-кондуктор; 2 – тело фундамента; 3 – буровая свая

При использовании буроинъекционных свай для усиления фундаментов они, как правило, устраиваются наклонными в виде козловой конструкции, рис. 3.11. При применении буроинъекционных свай в новом строительстве они устраиваются вертикально. Диаметр буроинъекционных свай составляет от 150 до 250 мм, длина – до 40 м.

### **Новые конструкции забивных свай**

Для регионов, испытывающих дефицит крупного плотного заполнителя, целесообразно применение в производстве свай из легких бетонов. Кафедрой «Строительные конструкции» УлГТУ (ранее УлПИ) совместно с НИИЖБ были разработаны рабочие чертежи керамзитобетонных свай длиной от 3 до 12 м с преднапряженным и обычным армированием. Производство свай по этим чертежам было освоено на заводах ЖБИ Ульяновской и Орловской областей.

Повышение цен на энергоносители снизило экономическую эффективность применения керамзитобетонных свай, и хотя по своим техническим характеристикам они превосходят подобные сваи из тяжелого бетона, производство их снизилось.

Одним из перспективных направлений может считаться применение в конструкциях свай вместо традиционно применяемого тяжелого бетона, а также керамзитобетона – мелкозернистого бетона, снижающего не только вес свай, но и их стоимость за счет замены крупного заполнителя, отсутствующего во многих регионах страны, на местные виды песков, имеющих значительно меньшую себестоимость.

Некоторые технические характеристики свай из мелкозернистого бетона занимают промежуточное положение между сваями из тяжелого и легкого бетона. Сваи из мелкозернистого бетона не входят в классификацию стандарта, а также действующими нормативами не предусмотрено применение мелкозернистого бетона в конструкциях,

подвергающихся динамическим (в частности, ударным в случае конструкций свай) воздействиям. Поэтому внедрению таких свай в производство на заводах стройиндустрии и применению их в качестве свайных фундаментов должен предшествовать целый комплекс экспериментально-теоретических исследований.

### **3.5. Расчет свайных фундаментов на прочность и трещиностойкость**

Железобетонные элементы свайных фундаментов рассчитывают на прочность, а в отдельных случаях и по предельным состояниям второй группы.

Сваи ленточных фундаментов под стены, сваи фундаментов в виде кустов под колонны при отсутствии значительных горизонтальных нагрузок, сваи фундаментов в виде сплошного свайного поля работают на сжатие. Сжатие с небольшим эксцентриситетом могут испытывать также одиночные сваи и сваи-столбы.

Ростверки под крупноблочными и кирпичными стенами, опирающиеся на один или два ряда свай, следует рассчитывать на эксплуатационные нагрузки и нагрузки, действующие в процессе строительства. В обоих случаях ростверк в продольном направлении рассматривается как неразрезная балка с расчетными пролетами, равными  $1,05$  расстояния между сваями в свету.

Размеры поперечного сечения свай увязаны с их длинами: меньшие сечения соответствуют меньшим длинам и наоборот. Минимальное сечение продольной рабочей арматуры в свае определяют расчетом на монтажные изгибающие моменты, возникающие при подъеме сваи на копер за одну точку (рис. 3.12, а). Положение подъемной петли для подачи сваи на копер (рис. 3.12, а), а также положе-

ния двух дополнительных петель для захвата сваи при транспортировке и складировании (рис. 3.12, б) выбирают из условия равенства изгибающих моментов над точками строповки и в пролете. Эти же положения обеспечивают и минимум моментов от собственного веса свай.

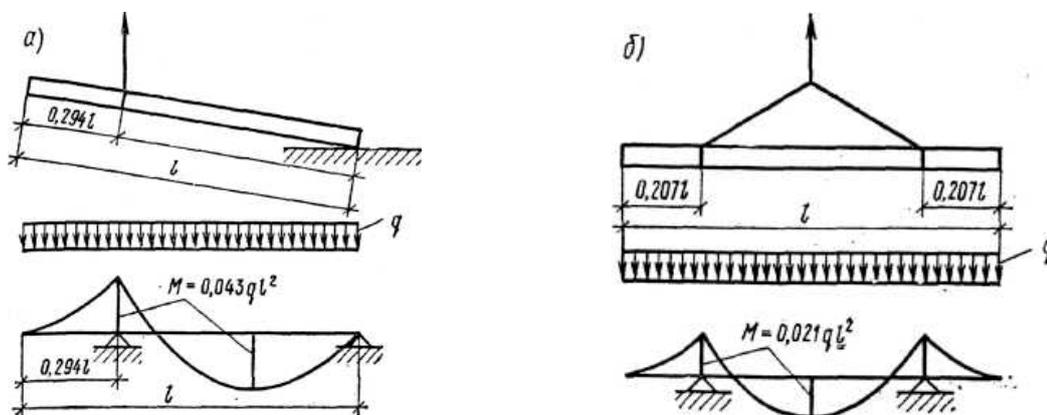


Рис. 3.12. Схемы строповки и расчетные схемы свай  
а – при подъеме за одну точку; б – при подъеме за две точки

Сваи с продольной арматурой должны быть испытаны на трещиностойкость путем укладки их на две опоры, расположенные по схеме, указанной на рис. 3.13.

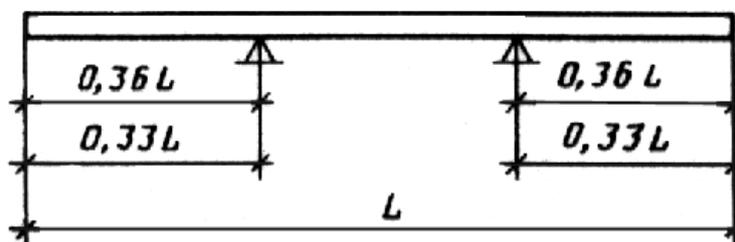


Рис. 3.13. Схема испытания свай на трещиностойкость

Размер  $0,36L$  – для свай типа СЦ, СК, СО, для свай типа СП с ненапрягаемой арматурой, размер  $0,33L$  – для свай типа С, для свай типа СП с напрягаемой арматурой.

После укладки свай на две опоры через 10 мин производят осмотр ее верхней грани над опорами. Сваю считают выдержавшей испытание, если на ее гранях:

- не появятся трещины – для свай с арматурой из высокопрочной проволоки и канатов и свай с напрягаемой арматурой;
- раскрытие трещин не превышает 0,2 мм – для свай со стержневой арматурой и свай с ненапрягаемой арматурой.

Ширину раскрытия трещин измеряют с точностью до 0,05 мм.

Поскольку забивные сваи представляют собой, как правило, длинномерные конструкции, испытывающие при перевозке воздействия значительных нагрузок, их необходимо рассчитывать на транспортные воздействия и предусматривать мероприятия по обеспечению сохранности при перевозке.

Также расчет забивных свай по государственным стандартам производится на усилия, возникающие при подъеме свай на копер за одну точку, расположенную на расстоянии 0,294 длины сваи от ее торца:

- по прочности;
- по кратковременному раскрытию трещин до 0,3 мм при ненапрягаемой и стержневой напрягаемой арматуре;
- по образованию трещин при проволочной и канатной арматуре.

Расчеты выполняются в соответствии с указаниями нормативных документов [1, 4]. При этом коэффициент перегрузки к весу сваи принят равным 1, коэффициент динамичности при расчете по прочности – 1,5; при расчете по раскрытию трещин – 1,25.

В некоторых случаях для так называемых «свай стоек» при опирании на малосжимаемые, прочные грунты определяется несущая способность свай по материалу. Несущая способность определяется по формуле

$$F_d = \gamma_c \cdot \varphi \cdot (R_b \cdot A_b + R_{sc} \cdot A_s), \quad (3.1)$$

где  $F_d$  – несущая способность свай;  $\gamma_k$  – коэффициент надежности, равный 1,2;  $\varphi$  – коэффициент, учитывающий продольный изгиб свай, равный 1,0;  $R_b$  – расчетное сопротивление бетона сжатию, МПа;  $A_b$  – площадь бетона, м<sup>2</sup>;  $R_{sc}$  – расчетное сопротивление арматуры сжатию, МПа;  $A_s$  – площадь бетона, м<sup>2</sup>;  $\gamma_c$  – коэффициент условий работы, равный 1,0.

В фундаментах с низкими ростверками прочность ствола висячих свай в эксплуатационных условиях обычно используется не полностью. В фундаментах же с высокими ростверками решающим для определения сечения продольной арматуры может оказаться расчет на эксплуатационные нагрузки.

Проверка прочности свай при различных сочетаниях нагрузок является довольно сложным и трудоемким процессом, поэтому для большинства типов забивных свай расчеты проводятся по специально составленным графикам.

Для проверки прочности свай при расчетных нагрузках, действующих в строительный и эксплуатационный периоды, составлены графики, приведенные для забивных свай квадратного и полого сечения и свай-оболочек – в соответствующих ГОСТ 19804.1–79 – ГОСТ 19804.6–83.

### **3.6. Расчет свай по грунтовым условиям, общие положения**

Расчет и проектирование свайных фундаментов и их оснований производят в соответствии с действующими нормативами проектирования СП 24.13330.2011 «Свайные фундаменты. Актуализированная редакция СНиП 2.02.03–85» [24].

Нормы рекомендуют производить расчет свайных фундаментов их оснований по предельным состояниям двух групп.

По первой группе:

- по несущей способности оснований свай и свайных фундаментов;
- по устойчивости основания в целом (если на него передаются горизонтальные нагрузки или сооружение расположено на откосе).

По второй группе:

- по деформациям оснований свайных фундаментов (проверка по давлению и расчет осадок).

Расчет свайного фундамента рекомендуется начинать с составления расчетной схемы с изображением геологического разреза с отметками слоев, с указанием консистенции глинистых грунтов, плотности песков, уровня подземных вод, угла внутреннего трения и модуля деформации грунтов. На грунтовой колонке (геологический разрез) размещают сваю и указывают отметки острия сваи и подошвы ростверка.

Расчетная нагрузка, передаваемая на сваю (продольное усилие, возникающее в ней от расчетных нагрузок, действующих на фундамент при наиболее невыгодном их сочетании), определяется по формуле (3.2) (в соответствии с 7.1.12 [24]):

$$N \leq \frac{\gamma_0 \cdot F_d}{\gamma_n \cdot \gamma_k}, \quad (3.2)$$

где  $\gamma_0$  – коэффициент условий работы, учитывающий повышение однородности грунтовых условий при применении свайных фундаментов, принимаемый равным  $\gamma_0 = 1$  при односвайном фундаменте и  $\gamma_0 = 1,15$  при кустовом расположении свай;

$\gamma_n$  – коэффициент надежности по назначению (ответственности) сооружения, принимаемый равным 1,2; 1,15 и 1,10 соответственно для сооружений I, II и III уровней ответственности;

$\gamma_k$  – коэффициент надежности по грунту.

Основной расчет свай и свайных фундаментов по деформациям производится исходя из условия:

$$S \leq S_u, \quad (3.3)$$

где  $S$  – расчетная величина деформации;

$S_u$  – предельное значение деформации основания сваи, свайного фундамента, принимаемое по таблицам приложения Д [24].

### **3.7. Исходные данные, последовательность расчета и проектирования**

- Геологический разрез по оси фундамента с указанием мощностей слоев грунта и абсолютных отметок уровней: естественного рельефа, планировки и грунтовых, и подземных вод;
- расчетные значения характеристик грунта;
- невыгодные сочетания нагрузок, передаваемых на верхний обрез фундамента.

Расчет и проектирование свайных фундаментов их оснований производят в соответствии с действующими нормами проектирования СП 24.13330.2011 «Свайные фундаменты. Актуализированная редакция СНиП 2.02.03–85».

Рекомендуется такая последовательность выполнения отдельных этапов расчета и проектирования свайных фундаментов:

- оценка инженерно-геологических условий площадки строительства;

- определение расчетных нагрузок на фундамент;
- выбор типа свайного фундамента;
- определение глубины заложения ростверка;
- выбор предварительных размеров сваи и оценка условий работы ее в грунте;
- определение несущей способности сваи по грунту;
- определение числа свай в фундаменте и размещение их в плане ростверка;
- расчет свайных фундаментов и их оснований по деформациям;
- уточнение конструкции фундамента по результатам расчета.

### **3.8. Определение глубины заложения ростверка**

Глубина заложения подошвы свайного ростверка назначается от планировочной отметки в зависимости от следующих факторов: наличия подвалов и подземных коммуникаций, возможности пучения грунтов при промерзании, глубины заложения фундамента примыкающих сооружений, размера ростверка и не зависит от геологических условий.

В жилых и общественных зданиях при отсутствии подполья верх ростверка должен быть на 0,1–0,15 м ниже планировочной отметки. При этом в глинистых грунтах под ростверком наружных стен устраивается подсыпка из щебня, шлака или крупнозернистого песка толщиной не менее 0,2 м (0,1 м под ростверки внутренних стен), а в песчаных грунтах ростверк укладывается по слою щебня, шлака или тощего бетона толщиной не менее 0,1 м.

В зданиях с подвалом, примыкающими технологическими каналами или приямками глубина заложения подошвы ростверка назнача-

ется с таким расчетом, чтобы отметка низа ростверка располагалась на 0,3–0,5 м ниже отметки пола подвала, примыкающих заглубленных помещений и коммуникаций, а при отсутствии вблизи ростверков заглубленных помещений верх ростверка назначается от уровня планировочной отметки.

В пучинистых грунтах при назначении глубины заложения ростверка следует учитывать глубину промерзания грунтов так же, как для фундаментов мелкого заложения.

При заложении ростверка в пределах глубины промерзания под ним следует устраивать воздушный зазор величиной не менее 0,2 м.

Высота ростверка назначается согласно расчету на продавливание в соответствии с требованиями норм проектирования железобетонных конструкций. Обычно по конструктивным соображениям высота ростверка  $h_p \geq h_0 + 0,25$  м, но не менее 30 см ( $h_0$  – значение заделки сваи в ростверк, принимаемое не менее 5 см).

### **3.9. Выбор типа свайного фундамента, выбор предварительных размеров сваи и оценка условий ее работы в грунтовом массиве**

Тип сваи для свайного фундамента выбирается в зависимости от грунтовых условий, величины передаваемой нагрузки и исходя из конструктивных особенностей сооружения.

Забивные сваи применяются в различных грунтовых условиях с опиранием нижних концов на любые грунты, за исключением торфов, илов, глинистых грунтов текучей консистенции и других видов сильносжимаемых грунтов.

Буронабивные сваи применяются при больших сосредоточенных нагрузках, на площадках со сложными геологическими и стесненными условиями строительства, где невозможно производить за-

бивку или вибропогружение свай.

Армированные или неармированные сваи сооружаются с диаметром ствола 400–1700 мм. Для повышения несущей способности сваи в ее нижней части устраивается уширенная пятка. Отношение диаметра пятки  $D$  к диаметру ствола  $d$  должно удовлетворять условию

$$2 \leq D/d \leq 3,5.$$

Основные данные о железобетонных забивных и буронабивных сваях, а также конструктивные решения свайных фундаментов под жилые здания и промышленные сооружения рассмотрены в предыдущей главе.

Длина и сечение свай назначаются в зависимости от грунтовых условий и величины нагрузок, передаваемых на основание.

Поперечное сечение сваи принимается в зависимости от ее длины, большая гибкость сваи может привести к искривлению ствола сваи по мере погружения.

Длина сваи  $\ell$  назначается исходя из инженерно-геологических условий, от подошвы ростверка до начала заострения, т. е. без учета длины острия  $\ell_{\text{остр}} \approx d$  (где  $d$  – сторона сечения сваи).

Сваи должны прорезать слабые грунты и заглубляться в мало-сжимаемые грунты на величину:

➤ в крупнообломочные грунты, крупные и средней крупности пески, а также глинистые грунты с показателем текучести (консистенции)

$I_L \leq 0,1$  – не менее 0,5 м;

➤ в прочие виды не скальных грунтов – не менее 1 м.

При наличии слоя погребенного торфа нижний конец сваи должен быть заглублен не менее чем на 2 м ниже этого слоя.

Сваи, опирающиеся на сжимаемые грунты, называются *висячими*. Предварительная длина висячей сваи назначается исходя из указанных выше требований в пределах 6–10 м, сечение 30×30 см (диа-

метр 30 см) и затем уточняется после расчета ее несущей способности и определения количества свай в ростверке.

Практически выбор длины сваи осуществляется следующим образом. На геологическом разрезе от планировочной отметки откладывается глубина заложения ростверка, а затем, исходя из грунтовой обстановки и указанных выше требований, выбирается стандартная длина сваи и учитывается, что голова сваи заделывается в ростверк при шарнирном соединении на величину 5 см, а при жестком соединении на 30 см (из них на 25 см оголяется арматура).

### 3.10. Определение несущей способности свай

Расчетная схема работы висячей сваи в грунте представляется следующим образом. Силы трения по боковой поверхности суммируются по длине сваи и передаются на нижележащие грунты. В этой же плоскости создается напряжение в грунте за счет передачи продольного усилия на торец сваи. Таким образом, вокруг сваи образуется напряженный массив грунта, ограниченный с боков пирамидой, а по торцу – выпуклой криволинейной поверхностью. При этом  $\alpha_{\text{ср}}$  – осредненное значение из величин углов внутреннего трения, который проходит свая (рис. 3.14, а).

Несущая способность одиночной сваи и сваи, входящей в свайный фундамент, различна.

При загрузке свайного куста конусообразные объемные эпюры пересекаются, и при некотором расстоянии  $a$  между осями свай суммарная эпюра напряжений в плоскости их нижних концов может быть представлена в разрезе в виде сложной фигуры (рис. 3.14, б), у которой максимальное напряжение существенно превышает напряжение, возникающее при загрузке одиночной сваи. Вследствие большей

площади загрузки в плоскости нижних концов свай в кусте и большей интенсивности давления следует ожидать большую осадку свайного куста по сравнению с осадкой одиночной сваи. В связи с этим максимальное сближение свай в кусте ограничивают, принимая расстояние между осями  $a$  не менее  $3 \cdot d$  (здесь  $d$  – диаметр свай). При расстоянии между сваями до  $6 \cdot d$  грунт между сваями находится в уплотненном состоянии и включается в работу совместно со сваями.

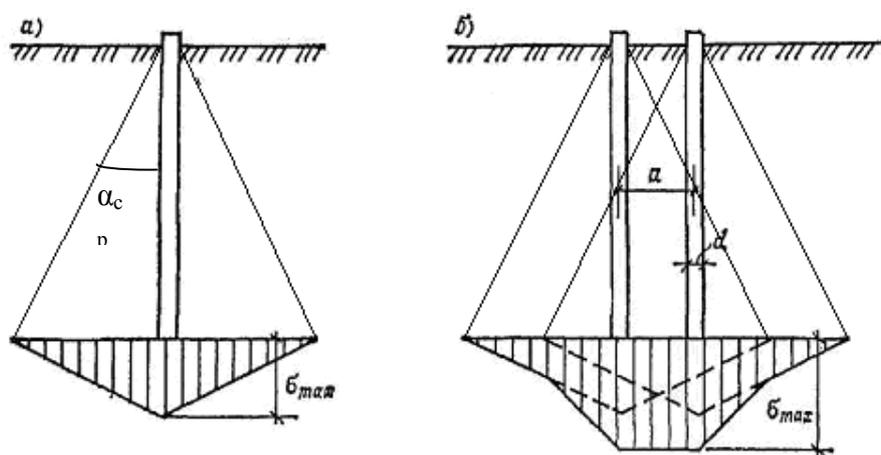


Рис. 3.14. Эпюры давлений в плоскости, проходящей через нижние концы свай  
а – одиночная свая; б – свайный куст

Несущая способность свай определяется в соответствии с требованиями подраздела 7.2 СП 24.13330.2011 «Свайные фундаменты. Актуализированная редакция СНиП 2.02.03–85».

### Сваи стойки

Несущую способность  $F_d$ , кН, забивной сваи, сваи-оболочки, набивной и буровой свай, опирающихся на скальный грунт, а также забивной сваи, опирающейся на малосжимаемый грунт, следует определять по формуле

$$F_d = \gamma_c \cdot R \cdot A, \quad (3.4)$$

где  $\gamma_c$  – коэффициент условий работы сваи в грунте, принимаемый  $\gamma_c = 1,0$ ;  $A$  – площадь опирания на грунт сваи,  $m^2$ , принимаемая для свай сплошного сечения равной площади поперечного сечения, а для свай полых круглого сечения и свай-оболочек – равной площади поперечного сечения нетто при отсутствии заполнения их полости бетоном и равной площади поперечного сечения брутто при заполнении этой полости бетоном на высоту не менее трех ее диаметров.

Расчетное сопротивление грунта  $R$  под нижним концом свайстойки, кПа, следует принимать:

➤ для всех видов забивных свай, опирающихся на скальные и малосжимаемые грунты,  $R = 20\ 000$  кПа;

➤ для набивных и буровых свай и свай-оболочек, заполняемых бетоном и заделанных в неветрелый скальный грунт (без слабых прослоек), не менее чем на 0,5 м, по формуле

$$R = \frac{R_{c,n}}{\gamma_g} \cdot \left( \frac{l_d}{d_f} + 1,5 \right), \quad (3.5)$$

где  $R_{c,n}$  – нормативное значение предела прочности на одноосное сжатие скального грунта в водонасыщенном состоянии, кПа.

$\gamma_g$  – коэффициент надежности по грунту, принимаемый  $\gamma_g = 1,4$ ;

$l_d$  – расчетная глубина заделки набивной и буровой свай и свай-оболочки в скальный грунт, м;

$d_f$  – наружный диаметр заделанной в скальный грунт части набивной и буровой свай и свай-оболочки, м.

### **Висячие забивные сваи**

Несущую способность  $F_d$ , кН, висячей забивной сваи, погружаемой без выемки грунта, работающей на сжимающую нагрузку, следует определять как сумму сил расчетных сопротивлений грунтов

основания под нижним концом сваи на ее боковой поверхности по формуле

$$F_d = \gamma_c \left( \gamma_{CR} \cdot R \cdot A + u \sum \gamma_{cf} f_i \cdot h_i \right), \quad (3.6)$$

где  $\gamma_c$  – коэффициент условий работы сваи в грунте, принимаемый  $\gamma_c = 1,0$ ;

$R$  – расчетное сопротивление грунта под нижним концом сваи, кПа, принимаемое по таблице Б.1 приложения Б;

$A$  – площадь опирания на грунт сваи,  $m^2$ , принимаемая по площади поперечного сечения сваи брутто или по площади поперечного сечения камуфлетного уширения по его наибольшему диаметру,  $m^2$ ;

$u$  – наружный периметр поперечного сечения сваи;

$f_i$  – расчетное сопротивление  $i$ -го слоя грунта основания на боковой поверхности сваи, кПа, принимаемое по таблице Б.3 приложения Б;

$h_i$  – толщина  $i$ -го слоя грунта, соприкасающегося с боковой поверхностью сваи, м. При определении расчетных сопротивлений грунтов на боковой поверхности свай  $f_i$  пласты грунтов необходимо расчленять на однородные слои толщиной не более 2 м;

$\gamma_{cr}$ ,  $\gamma_{cf}$  – коэффициенты условий работы грунта соответственно под нижним концом и по боковой поверхности сваи, зависящие от способа ее погружения, определяемые по таблице Б.2 приложения Б.

### **Висячие набивные сваи**

Несущая способность  $F_d$ , кН, набивной и буровой свай с уширением и без уширения, работающих на сжимающую нагрузку, следует определять в соответствии с [1, 4] по формуле

$$F_d = \gamma_c \left( \gamma_{CR} \cdot R \cdot A + u \sum \gamma_{cf} f_i \cdot h_i \right), \quad (3.7)$$

где  $\gamma_c$  – коэффициент условий работы сваи, принимаемый при опирании сваи на глинистые грунты со степенью влажности  $S_r < 0,8$  и лесовидные грунты  $\gamma_c = 0,8$ , в остальных случаях  $\gamma_c = 1$ ;

$\gamma_{cr}$  – коэффициент условий работы грунта под нижним концом набивной сваи, равный  $\gamma_{cr} = 1,0$ ; для сваи с уширенной пятой, бетонируемой подводным способом,  $\gamma_{cr} = 0,9$ ;

$R$  – расчетное сопротивление грунта под нижним концом сваи следует принимать:

а) для крупнообломочных грунтов с песчаным заполнителем и песков в основании набивной и буровой свай с уширением и без уширения, сваи-оболочки, погружаемой с полным удалением грунтового ядра, – по формуле  $R = 0,75\alpha_4(\alpha_1 \gamma'_1 d + \alpha_2 \alpha_3 \gamma_1 h)$ , а сваи-оболочки, погружаемой с сохранением грунтового ядра из указанных грунтов на высоту 0,5 м и более, – по формуле  $R = \alpha_4(\alpha_1 \gamma'_1 d + \alpha_2 \alpha_3 \gamma_1 h)$ ,

где  $\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3, \alpha_4$  – безразмерные коэффициенты, принимаемые по таблице Б.4 приложения Б в зависимости от расчетного значения угла внутреннего трения грунта основания;

$\gamma'_1$  – расчетное значение удельного веса грунта,  $\text{кН/м}^3$ , в основании сваи (при водонасыщенных грунтах с учетом взвешивающего действия воды);

$\gamma_1$  – осредненное (по слоям) расчетное значение удельного веса грунтов,  $\text{кН/м}^3$ , расположенных выше нижнего конца сваи (при водонасыщенных грунтах с учетом взвешивающего действия воды);

$d$  – диаметр, м, набивной и буровой свай, диаметр уширения (для сваи с уширением), сваи-оболочки или диаметр скважины для сваи-столба, омоноличенного в грунте цементно-песчаным раствором;

$h$  – глубина заложения, м, нижнего конца сваи или ее уширения, отсчитываемая от природного рельефа или уровня планировки (при

планировке срезкой), для опор мостов – от дна водоема после его общего размыва при расчетном паводке;

б) для глинистых грунтов в основании – по таблице Б.5 приложения Б.

Расчетное сопротивление  $R$ , кПа, грунта под нижним концом сваи-оболочки, погружаемой без удаления грунта или с сохранением грунтового ядра высотой не менее трех диаметров оболочки на последнем этапе ее погружения и не заполняемой бетоном (при условии, что грунтовое ядро образовано из грунта, имеющего те же характеристики, что и грунт, принятый за основание конца сваи-оболочки), следует принимать с коэффициентом условий работы грунта, учитывающим способ погружения сваи-оболочек в соответствии с таблицей Б.1 приложения Б, при этом расчетное сопротивление в указанном случае относится к площади поперечного сечения сваи-оболочки нетто;

$A$  – площадь опирания сваи,  $\text{м}^2$ ;

$u$  – периметр ствола сваи,  $\text{м}$ ;

$\gamma_{cf}$  – коэффициент условий работы грунта, принимаемый по таблице Б.6 приложения Б в зависимости от способа изготовления ствола и скважины, и вида грунта;

$f_i$  – расчетное сопротивление  $i$ -го слоя грунта по боковой поверхности набивной сваи, кПа, принимаемое по таблице Б.3 приложения Б;

$h_i$  – толщина  $i$ -го слоя грунта, соприкасающегося со свайей,  $\text{м}$ .

### **Определение несущей способности свай по результатам полевых испытаний**

Несущая способность свай, полученная расчетом, часто оказывается ниже фактической, найденной по испытаниям. Данное обстоятельство объясняется тем, что в расчетах используются осредненные табличные значения, что является приближенным.

Для определения истинной (фактической) несущей способности сваи рекомендуется проводить испытания свай непосредственно на площадке строительства.

В этом случае несущая способность сваи определяется по результатам полевых испытаний динамической или статической нагрузкой, а также статического зондирования.

Динамический способ заключается в нахождении несущей способности сваи по величине отказа при забивке ее на глубину, близкую к проектной.

В формулу для расчета несущей способности входят параметры оборудования, используемого для погружения испытываемой сваи, – энергия падающего молота, вес наголовника и др. Грунт характеризуется только величиной отказа. Чтобы найти величину предельной нагрузки на сваю, рассчитанную по результатам динамических испытаний, ее делят на коэффициент надежности, равный 1,4.

Статический метод испытания сваи заключается в том, что к забитой на заданную глубину свае ступенями прикладывается нагрузка, чаще всего создаваемая домкратом, и выжидается стабилизация осадки при данной ступени нагрузки, после чего прикладывается следующая ступень нагрузки. Ступени составляют обычно 1/10–1/15 ожидаемой величины предельной нагрузки. После этого строится график зависимости осадки от нагрузки, причем за предельную принимается нагрузка, вызывающая 20% осадки от предельной для проектируемого здания или сооружения. Эта нагрузка делится на коэффициент надежности, равный 1,2.

Статическое зондирование представляет собой вдавливание в грунт штанги с конусом стандартного размера (диаметр его основания 36 мм, угол заострения 60°). Измеряется вдавливающее усилие в зависимости от глубины, и с помощью переходных формул находится несущая способность сваи.

### 3.11. Определение числа свай и размещение их в плане ростверка

Ориентировочно количество свай в кусте определяется по формуле

$$n = \frac{N_{0I}}{\frac{\gamma_0 \cdot F_d}{\gamma_n \cdot \gamma_k} - A' \cdot d_p \cdot \gamma_{cp}}, \quad (3.8)$$

где  $\gamma_0$  – коэффициент условий работы, учитывающий повышение однородности грунтовых условий при применении свайных фундаментов, принимаемый равным  $\gamma_0 = 1$  при односвайном фундаменте и  $\gamma_0 = 1,15$  при кустовом расположении свай;

$\gamma_n$  – коэффициент надежности по назначению (ответственности) сооружения, принимаемый равным 1,2; 1,15 и 1,10 соответственно для сооружений I, II и III уровней ответственности;

$\gamma_k$  – коэффициент надежности,  $\gamma_k = 0,8 \div 1,4$  (при определении несущей способности сваи расчетом  $\gamma_k = 1,4$ );

$N_{0I}$  – расчетная нагрузка, передаваемая на фундамент, кН;

$F_d$  – несущая способность сваи, кН;

$A'$  – площадь ростверка, приходящаяся на одну сваю, принимаемая равной  $0,9 \div 1,2 \text{ м}^2$ ;

$d_p$  – глубина заложения ростверка;

$\gamma_{cp}$  – усредненный удельный вес ростверка и грунта на его уступах, принимаемый равным  $20 \text{ кН/м}^3$ .

Если количество свай в кусте  $n$ , рассчитанное по формуле (3.8), не превышает 8–10 шт., то проектируют ростверк. Если же  $n$  больше 10, то необходимо увеличить сечение сваи или их длину. При этом длину забивных свай не следует принимать более 10–12 м в связи со сложностью забивки их на большую глубину.

Минимальное расстояние  $a$  между осями висячих свай должно быть  $a \geq 3d$ , где  $d$  – диаметр круглого или сторона квадратного сечения сваи. Для свай-стоек  $a \geq 1,5d$ .

Расстояние в свету между стволами буровых, набивных свай и свай-столбов должно быть не менее 1 м.

Расстояние в свету между уширениями при устройстве их в твердых и полутвердых пылевато-глинистых грунтах – 0,5 м, в других нескальных грунтах – 1 м.

Ориентировочно расстояние от края ростверка до внешней стороны вертикально нагруженной сваи при свободной заделке ее в ростверк принимается при размещении свай: однорядном – не менее  $0,2d+5$  см; двух- и трехрядном  $0,3d+5$  см и при большем количестве рядов  $0,4d+5$  см. По конструктивным соображениям высота ростверка должна быть равна  $h_0+0,25$  м, но не менее 0,3 м ( $h_0$  – величина заделки сваи, м).

Количество свай на погонный метр ленточного фундамента определяется по формуле

$$n = \frac{N_{0I}}{\frac{\gamma_0 \cdot F_d}{\gamma_n \cdot \gamma_k} - A' \cdot d_p \cdot \gamma_{cp}}. \quad (3.9)$$

Здесь  $N_{0I}$  – расчетная нагрузка в уровне спланированной поверхности земли, на погонный метр ленточного фундамента, кН/м.

Шаг свай в ленточном ростверке определяется по формуле

$$\ell_{ш} = \frac{\frac{\gamma_0 \cdot F_d}{\gamma_n \cdot \gamma_k} - A' \cdot d_p \cdot \gamma_{cp}}{N_{0I}}.$$

После определения размеров ростверка уточняют фактическую нагрузку на сваю и при необходимости корректируют параметры свайного фундамента.

При этом должны соблюдаться условия:  
при центральном загрузении

$$N_{\phi} = N_d / n \leq F_d / \gamma_k ; \quad (3.10)$$

и при внецентренном загрузении,

$$N_{\phi} = N_d / n \pm M_x \cdot y / \sum y_i^2 \pm M_y \cdot x / \sum x_i^2 \leq 1,2 \cdot F_d / \gamma_k ; \quad (3.11)$$

где  $N_d$  – суммарная расчетная нагрузка на уровне низа фундамента, кН,

$$N_d = N_p + G_p + G_r ; \quad (3.12)$$

$N_d$  – нагрузка на уровне обреза фундамента, кН;

$G_p$  – вес ростверка, кН;

$G_r$  – вес грунта на уступах ростверка, кН;

$n$  – количество свай;

$F_d$  – несущая способность свай, кН;

$M_x, M_y$  – моменты относительно осей X и Y плана свай в плоскости подошвы свайного ростверка;

$x_i, y_i$  – расстояние от осей ростверка до оси каждой свай, м;

$x, y$  – расстояние от осей ростверка до оси свай, для которой вычисляется расчетная нагрузка, м.

При проектировании ростверков необходимо стремиться к тому, чтобы нагрузка  $F$ , допускаемая на сваю, была равна расчетной нагрузке на сваю, или недогрузка не превышала на 5–10 %. При внецентренном загрузении допускается, чтобы расчетная нагрузка на сваю превышала нагрузку, допускаемую на сваю  $F$ , на 20 %.

### 3.12. Расчет свайных фундаментов и их оснований по деформациям

Расчет фундамента из висячих свай и его основания по деформациям следует производить в соответствии с требованиями раздела 7.4, СП 24.13330.2011 «Свайные фундаменты. Актуализированная редакция СНиП 2.02.03–85».

Расчет осадок свайных фундаментов (расчет по второй группе предельных состояний) допускается выполнять с использованием расчетных схем, основанных на модели грунта как линейно-деформируемой среды.

Осадка малой группы ( $n \leq 25$ ) висячих свай (свайного куста) рассчитывается по методике, учитывающей взаимное влияние свай в кусте.

Расчет осадки одиночных свай, прорезающих слой грунта с модулем сдвига  $G_1$ , МПа, коэффициентом Пуассона  $\nu_1$  и опирающихся на грунт, рассматриваемый как линейно-деформируемое полупространство, характеризуемое модулем сдвига  $G_2$  и коэффициентом Пуассона  $\nu_2$ , допускается производить при условии  $l/d > G_1 l / G_2 d > 1$  (где  $l$  – длина свай, м,  $d$  – наружный диаметр поперечного сечения ствола свай, м) для одиночной висячей сваи без уширения пяты по формулам:

$$s = \beta \frac{N}{G_1 l}, \quad (3.13)$$

где  $N$  – вертикальная нагрузка, передаваемая на сваю, МН;

$\beta$  – коэффициент, определяемый по формуле

$$\beta = \frac{\beta'}{\lambda_1} + \frac{1 - (\beta' / \alpha')}{\chi}. \quad (3.14)$$

Здесь  $\beta' = 0,17 \ln(k_v G_1 l / G_2 d)$  – коэффициент, соответствующий абсолютно жесткой свае, ( $EA = \infty$ );

$\alpha' = 0,17 \ln(k_{v1} l / d)$  – тот же коэффициент для случая однородного основания с характеристиками  $G_1$  и  $v_1$ ;

$\chi = EA / G_1 l^2$  – относительная жесткость сваи;

$EA$  – жесткость ствола сваи на сжатие, МН;

$\lambda_1$  – параметр, характеризующий увеличение осадки за счет сжатия ствола и определяемый по формуле

$$\lambda_1 = \frac{2,12 \chi^{3/4}}{1 + 2,12 \chi^{3/4}}; \quad (3.15)$$

$k_v, k_{v1}$  – коэффициенты, определяемые по формуле

$$k_v = 2,82 - 3,78v + 2,18v^2, \quad (3.16)$$

соответственно при  $v = (v_1 + v_2)/2$  и при  $v = v_1$ .

При расчете осадок группы свай необходимо учитывать их взаимное влияние. Дополнительная осадка сваи, находящейся на расстоянии  $a$  (расстояние измеряется между осями свай) от сваи, к которой приложена нагрузка  $N$ , равна

$$s_{ad} = \delta \frac{N}{G_1 l}, \quad (3.17)$$

где

$$\delta = \begin{cases} 0,17 \ln \frac{k_v G_1 l}{2G_2 a} & \text{если } \frac{k_v G_1 l}{2G_2 a} > 1; \\ 0 & \text{если } \frac{k_v G_1 l}{2G_2 a} \leq 1. \end{cases}$$

Расчет осадки  $i$ -й сваи в группе из  $n$  свай при известном распределении нагрузок между сваями производится по формуле

$$s_i = s(N_i) + \sum_{j \neq i} \delta_{ij} \frac{N_j}{G_1 l}, \quad (3.18)$$

где  $s(N)$  – осадка одиночной сваи;

$\delta_{ij}$  – коэффициенты, рассчитываемые в зависимости от расстояния между  $i$ -й и  $j$ -й сваями;

$N_j$  – нагрузка на  $j$ -ю сваю.

Характеристики  $G_1$  и  $\nu_1$  принимаются осредненными для всех слоев грунта в пределах глубины погружения сваи, а  $G_2$  и  $\nu_2$  – в пределах  $0,5 l$ , т. е. на глубинах от  $l$  до  $1,5l$  от верха свай, при условии, что под нижними концами свай отсутствуют глинистые грунты текучей консистенции, органоминеральные и органические грунты.

Модуль сдвига грунта  $G = E_0/2(1+\nu)$  допускается принимать равным  $0,4 E_0$ , а коэффициент  $k_\nu$  равным  $2,0$  (где  $E_0$  – модуль общей деформации).

Расчетный диаметр  $d$  для свай некруглого сечения, в частности стандартных забивных свай заводского изготовления, вычисляется по формуле

$$d = \sqrt{\frac{4A}{\pi}}, \quad (3.19)$$

где  $A$  – площадь поперечного сечения сваи.

Осадка большеразмерного свайного фундамента (свайного поля) и комбинированного свайно-плитного фундамента определяется в соответствии с требованиями пунктов 7.4.6-7.4.9 [25] и 7.4.10-7.4.16 [25] соответственно.

### 3.13. Явления, происходящие при погружении свай и при их изготовлении в грунте

В процессе погружения свая вытесняет некоторый объем грунта. Это приводит к уплотнению окружающего ее грунта, что обычно наблюдается в рыхлых и средней плотности песках, а также в ненасыщенных водой пылевато-глинистых грунтах. Однако даже в этих грунтах при забивке свай вокруг нее может происходить небольшое поднятие дна котлована.

Глины и суглинки, в которых все поры заполнены водой, уплотняются только в результате отжатия поровой воды.

Так как вода из таких грунтов отжимается очень медленно, во время погружения свай наблюдается лишь незначительное уплотнение грунтов в результате выдавливания воды из пор и отжатия ее вдоль ствола сваи вверх, а также вследствие упругих объемных деформаций воды, содержащей воздух.

Основная же деформация грунта развивается в виде смещения его частиц в стороны и вверх, что приводит к поднятию дна котлована (рис. 3.16). При выпоре пылевато-глинистого грунта происходит его перемятие, нарушение природной структуры и снижение прочности. Перемещающийся вверх грунт способен поднимать ранее забитые сваи. Это существенно снижает их несущую способность. В связи с этим после поднятия свай необходима добивка их до проектного положения.

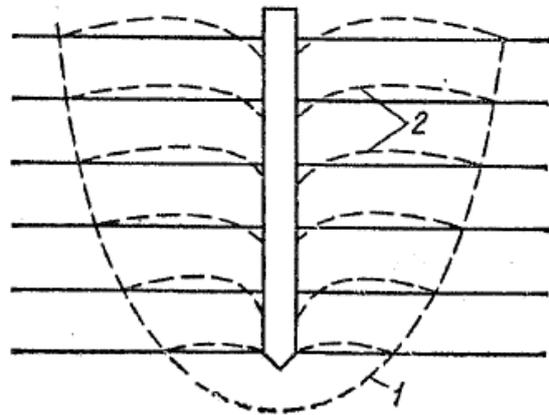


Рис. 3.16. Деформации грунта при погружении свай:  
1 – характер деформаций; 2 – эпюры вертикальных перемещений

Особенно сильно снижается прочность пылевато-глинистого грунта, расположенного непосредственно у боковой поверхности сваи, так как вода, отжимаемая из пор грунта, перемещается к свае и вверх по этой поверхности. В результате резко уменьшается трение сваи о грунт, что способствует ее погружению при ударах, (рис. 3.17, а).

Таким образом, если по мере заглубления сваи в пески и в ненасыщенные водой пылевато-глинистые грунты она встречает все большее сопротивление, и отказ (погружение сваи от одного удара) все уменьшается, то по мере погружения в насыщенные водой глины и суглинки отказ нередко увеличивается.

Логично считать, что чем большее сопротивление оказывает грунт погружению сваи, т. е. чем меньше отказ, тем большую нагрузку можно передать на сваю. Поэтому сразу после погружения сваи в насыщенные водой пылевато-глинистые грунты она имеет небольшую несущую способность.

Опыт показывает, что надо дать свае «отдохнуть», т. е. не подвергать ее статическим и динамическим воздействиям в течение нескольких дней после погружения. За этот период окружающая сваю вода постепенно переместится от ее боковой поверхности, кроме того, вследствие тиксотропных свойств грунта прочность его около сваи со временем в значительной степени восстановится, и тогда несущая способность сваи увеличится. Строители говорят, что «грунт засосал сваю». Если теперь произвести по свае удары свайным молотом, аналогичные ударам при забивке, отказ, как правило, будет во много раз меньше. Этот отказ называют *действительным отказом*, или *отказом после «отдыха»*. При забивке же наблюдается *производственный отказ*, часто называемый *«ложным отказом»*.

В песках, наоборот, «ложный отказ» при забивке иногда бывает меньше действительного, так как в процессе погружения сваи под ее нижним концом образуется ядро уплотненного грунта, а вдоль ствола

сваи за счет отжатия воды возникает «сухое трение», препятствующее погружению сваи при ударах свайного молота (рис. 3.17, б).

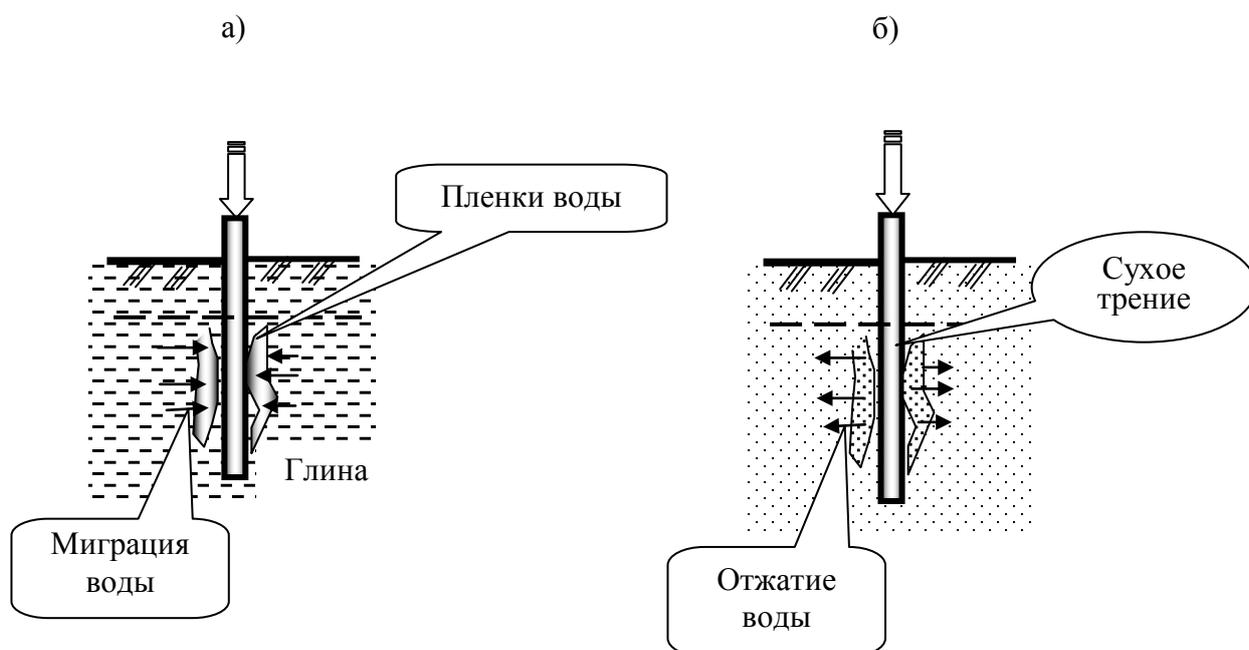


Рис. 3.17. Явления «ложных отказов» при погружении свай:  
а – глинистые грунты; б – песчаные грунты

Во время «отдыха» сваи происходит релаксация напряжений в песке, и сопротивление грунта ее внедрению снижается. Необходимая продолжительность «отдыха» сваи зависит от характера грунта: обычно для супесей и песков – одна неделя, для суглинков – две недели, для глин – не менее трех недель.

Применение подмыва для погружения свай в пески приводит к их разрыхлению, поэтому последний метр сваи забивают без подмыва. Нижний конец сваи должен быть заглублен в грунт, не подвергавшийся размыву. Под влиянием динамических воздействий песок вокруг сваи уплотняется.

Весьма эффективно погружение свай в водонасыщенные пески вибрированием. При этом происходит интенсивное уплотнение песка вокруг погружаемых свай, они получают более высокую несущую способность, чем забитые сваи.

При изготовлении свай, свай-оболочек и свай-столбов, называемых нами для краткости сваями, изготовленными в грунте (набивными), явления, происходящие в массиве грунта, в значительной степени зависят от применяемой технологии. Использование бурения для изготовления скважин приводит к разуплотнению грунта вокруг свай. Это существенно уменьшает несущую способность таких свай по сравнению с забивными сваями. Еще в большей степени снижается несущая способность буронабивных свай, когда в забое остается шлам. Для увеличения несущей способности таких свай уплотняют грунт под сваями и вокруг них. С этой целью применяют камуфлетные взрывы, механическое трамбование, электрогидродинамический эффект и др.

### **3.14. Фундаменты глубокого заложения**

#### **Виды фундаментов глубокого заложения**

Для обеспечения нормальной эксплуатации тяжелых ответственных сооружений обычно проектируют фундаменты глубокого заложения. Областью их применения являются опоры мостов, портовые сооружения, промышленные цехи, а также сооружения разных видов. Фундаменты глубокого заложения отличаются следующими особенностями: 1) при устройстве не требуется предварительное вскрытие котлована; 2) вертикальные усилия на сооружения воспринимаются не только плоскостью подошвы фундаментов, но и боковой поверхностью за счет сил трения; 3) с учетом заделки хорошо сопротивляются действию горизонтальных нагрузок; 4) исключается разрушение основания в виде выпирания грунта на земную поверхность.

В настоящее время применяется несколько видов фундаментов глубокого заложения: оболочки, опускные колодцы, кессоны. Близки к ним и фундаменты, устраиваемые способом «стена в грунте».

### **Фундаменты из оболочек**

Фундаменты из оболочек устраиваются следующим образом. Оболочки в виде железобетонных труб диаметром 0,8–3,0 м с помощью мощных вибропогружателей опускаются в грунт на глубину 3–6 м. Для дальнейшего погружения оболочки из нее извлекают грунт и снова приводят в действие вибропогружатель. После погружения одного звена оболочку наращивают с помощью болтов. Таким образом оболочки погружаются на глубину 30 м и более. Извлечение грунта при погружении оболочки производят с помощью эрлифта или гидроэлеватора, трубы которых выводят через отверстие в наголовнике под вибропогружателем.

Железобетонные звенья оболочек устраивают длиной 6–10 м (в зависимости от диаметра оболочки). Армируются они продольными стержнями и по спирали. При погружении оболочки в агрессивную среду для повышения их трещиностойкости обязательно предварительное напряжение арматуры. Стенки оболочки бетонируются бетоном марки не ниже В25–В30, толщина стенок 12–20 см. При достижении проектной отметки (скальной породы и др.) производят бурение породы диаметром, равным внутреннему диаметру оболочки, и скважину заполняют бетоном. В нескальных грунтах при необходимости устраивают уширение оболочки с помощью камуфлетных взрывов или разбуриванием. Образовавшиеся полости заполняют бетонной смесью.

Процесс заполнения оболочки бетоном состоит из следующих этапов.

На первом этапе после удаления шлама методом подводного бетонирования укладывают бетонную смесь толщиной 2–5 м.

На втором (после набора бетоном требуемой прочности) из оболочки откачивают воду и укладку бетонной смеси выполняют насухо.

Оболочки являются составной частью столбчатых фундаментов, опирающихся на прочный грунт (чаще всего на скалу). С ростверком они соединяются с помощью арматуры. Ростверки у фундаментов из оболочек могут быть низкими и высокими. При отсутствии горизонтальных сил или их незначительной величине устраивают низкий ростверк, при больших горизонтальных или наклонных силах – высокий.

В качестве основного недостатка устройства фундаментов из больших оболочек следует отметить возникновение значительных колебаний, которые при забивке распространяются в радиусе иногда сотен метров, поэтому их не рекомендуется устраивать в застроенной части города.

### **Опускные колодцы и кессоны**

Опускные колодцы устраиваются при строительстве подземных сооружений: насосных станций, водозаборов, скиповых доменных печей, установок непрерывной разливки стали, подземных гаражей, фундаментов опор мостов и т. д.

Устройство опускного колодца заключается в следующем. На поверхности грунта вначале выполняют кладку колодца на определенную высоту, затем внутри его разрабатывают грунт под ножом. Утрачивая опору, колодец под влиянием собственного веса опускается до тех пор, пока не заглубится в незатронутый разработкой грунт. Далее наращивают кладку колодца, и эту работу повторяют вновь. Все это выполняется до тех пор, пока не будет пройдена толща сла-

рых грунтов, и колодец не достигнет проектной отметки заложения опоры, после чего нижнюю часть вертикальной полости заполняют бетонной смесью (рис. 3.18).

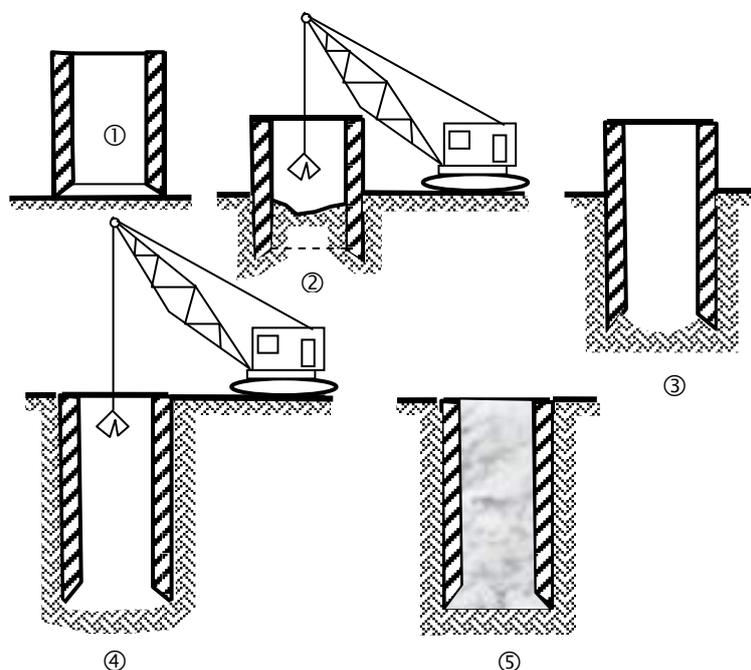


Рис. 3.18. Этапы устройства фундаментов из опускных колодцев:

1. Устройство колодца непосредственно на поверхности грунта;
2. Разработка грунта (опускание колодца);
3. Нарастивание колодца (опускание происходит под собственным весом);
4. Погружение колодца на проектную отметку и удаление из него грунта;
5. Заполнение колодца (бетонирование)

В настоящее время устраивают опускные колодцы диаметром 6–45 м и глубиной до 40–45 м. Применение метода устройства фундаментов в виде опускных колодцев является весьма целесообразным, так как не требуется крепление стенок котлована, уменьшается объем земляных работ, снижается расход материалов по сравнению с обычными фундаментами.

Опускные колодцы подразделяются по: 1) форме колодца в плане – на круглые, прямоугольные, квадратные и с закругленными торцовыми стенками (рис. 3.19). Из приведенных вариантов предпочте-

ние (по возможности) отдается круглой форме, так как в этом случае кладка колодца лучше воспринимает давление от грунта и, следовательно, обеспечивает возможность равномерной подработки под стенками при опускании; 2) материалу – на железобетонные, бетонные, металлические, каменные и кирпичные; 3) продольному сечению – чаще всего применяется ступенчатая форма колодца, позволяющая уменьшить силы трения при опускании колодца. В нижней части колодца устраивают нож. Его назначение – облегчить разработку грунта под стенками колодца путем выдавливания и защитить кладку при преодолении препятствий. Чаще всего нож опускного колодца выполняется железобетонным, усиленным специальным армированием.

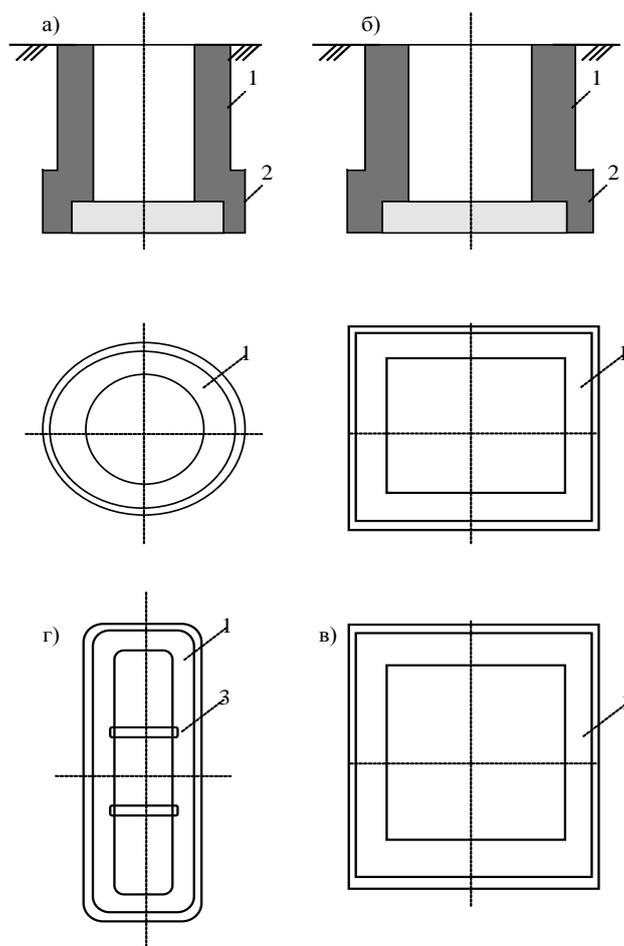


Рис. 3.19. Форма опускных колодцев в плане:

а – круглые; б – квадратные; в – прямоугольные; г – с закругленными боковыми стенками; 1 – стенка; 2 – днище; 3 – поперечная стенка

Грунты в колодцах разрабатываются различными способами в зависимости от инженерно-геологических условий строительной площадки, размеров колодцев в плане. Обычно для этого применяют грейферы или экскаваторы с бульдозерами, эрлифты. При высоком стоянии грунтовых вод разработку грунта производят грейфером или эрлифтом, поддерживая уровень воды в опускном колодце несколько выше уровня грунтовых вод, поскольку это обеспечивает отвод наплавающего грунта.

Наиболее рациональным способом погружения опускного колодца является его опускание в тиксотропной рубашке. Этот способ основан на использовании свойств глинистого тиксотропного раствора удерживать в равновесии вертикальные грунтовые стенки траншей. Сущность этого способа заключается в том, что полость между грунтом и поверхностью колодца заполняется тиксотропным глинистым раствором, уровень которого все время поддерживается несколько выше поверхности земли ( $\approx 0,5$  м). Для этого вокруг колодца устанавливается форшахта из обвалованных досок или металла высотой до 1 м. Полость для подачи тиксотропного раствора образуется за счет выступа ножевой части – его размер равен 100–150 мм.

За счет применения тиксотропной рубашки резко снижается сопротивление грунта по боковой поверхности колодца. Это позволяет значительно уменьшить толщину стенок опускного колодца, применять сборные и сборно-монолитные конструкции. Опускные колодцы в сборном варианте чаще всего выполняются цилиндрической формы. По конструкции сборных элементов все колодцы можно разделить на три группы: из тонкостенных криволинейных скорлуп-панелей применяют для устройства опускных колодцев диаметром 6–8 м. Опускные колодцы из плоских панелей устраивают диаметром  $D = 7–37$  м, глубиной до 30 м и толщиной 0,25–0,7 м. В колодцах с использованием пустотных блоков ножевую часть выполняют из монолитного же-

лезобетона, а стены – из тонкостенных блоков. Габаритные размеры таких колодцев: диаметр – 24–42 м, глубина погружения – до 40 м при толщине стен 0,9–2,1 м.

Проектирование опускных колодцев состоит из трех этапов: на первом – задаются геометрическими размерами конструктивных элементов на основании опыта проектирования и ориентировочных расчетов на прочность; на втором – назначают способ погружения колодца в зависимости от геологических и гидрологических условий строительной площадки (намечают способы разработки грунта, водослива в процессе эксплуатации, мероприятия, направленные на обеспечение устойчивости колодца против всплытия); на третьем этапе производится проверка принятых размеров расчетом опускного колодца на прочность. При этом учитываются следующие нагрузки (рис. 3.20).

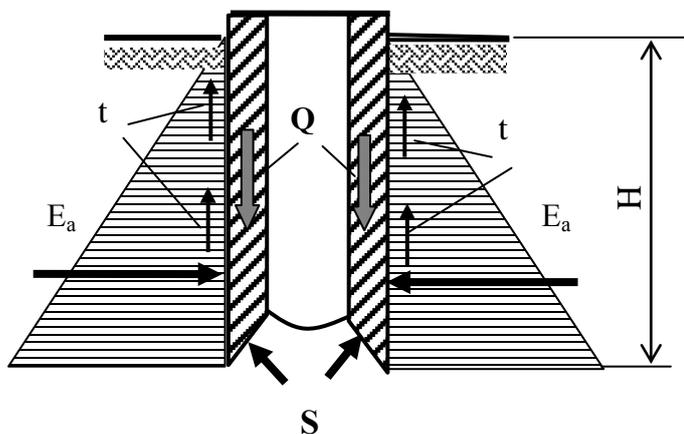


Рис. 3.20. Схема нагрузок, действующих на колодец в последний момент погружения:

$E_a$  – активное давление грунта на боковую стенку;  $t$  – силы трения;

$Q$  – вес колодца;  $S$  – распорные силы ножа;

$H$  – высота колодца

Осадка – должна находиться в допустимых пределах, как для фундаментов на естественном основании.

Определение размеров подошвы самого колодца производится как для обычных фундаментов.

При повышенном уровне грунтовых вод в слабых грунтах, наличии валунов, в случае необходимости опирания фундамента на наклонную поверхность скалы и т. п. возникает необходимость прибегать к кессонному способу устройства фундаментов (рис. 3.21).

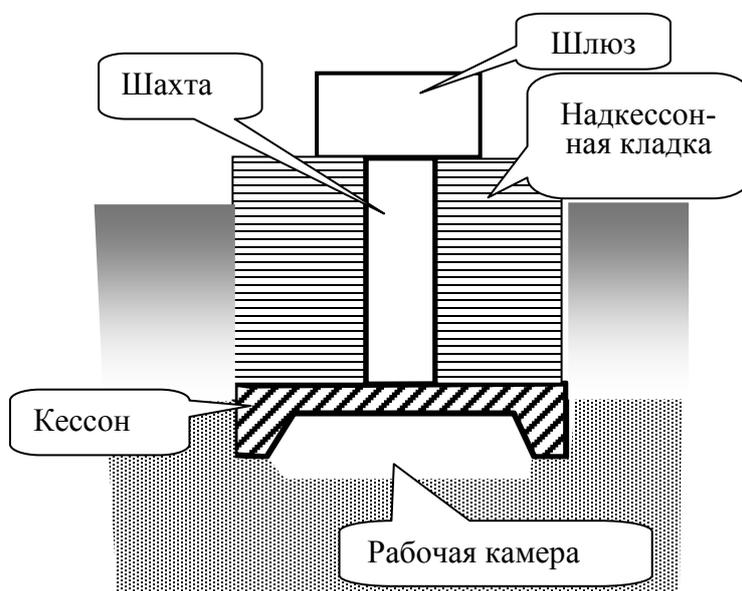


Рис. 3.21. Кессон

Этот способ постройки фундаментов заключается в применении сжатого воздуха для осушения рабочего пространства. Такой способ впервые использовался еще в XVII веке, в Швеции, в водолазном колоколе для работы на дне водоемов.

Кессон – «перевернутый ящик» – используется при постройке на местности, покрытой водой.

Кессоны также относятся к опускным сооружениям. В отличие от опускного колодца в кессоне отжатие грунтовой воды производится сжатым воздухом. Основной частью кессона является рабочая камера, в которую могут опускаться рабочие и инженерный персонал. Давление в рабочей камере повышают по мере погружения кессона в

грунт и, таким образом, оно уравнивает столб грунтовой воды и не пропускает ее в рабочую камеру. Над кессонной рабочей камерой монтируют шахту, сверху которой устанавливают шлюзовую аппарат, предназначенный для постепенного повышения давления до имеющегося в рабочей камере. По мере разработки грунта в рабочей камере устраивается надкессонная кладка.

Способ погружения кессона аналогичен опускному колодцу.

Пребывание людей в рабочей камере по времени строго лимитировано требованиями техники безопасности, при этом выход из рабочей камеры производится также с постепенным снижением давления. Аварийная ситуация возможна в кессоне при утечке воздуха. Кроме того, длительное пребывание в кессоне способствует развитию так называемой кессонной болезни. Все это значительно усложняет процесс опускания кессона и удорожает работы по устройству кессонных фундаментов. Максимальная глубина погружения кессона равна 35–40 м в связи с ограничением давления в кессонной камере.

По порядку расчета кессоны в основном аналогичны опускным колодцам, дополнительно учитывается вес надкессонной кладки и давление сжатого воздуха.

### **Фундаменты типа «стена в грунте»**

Интенсивное освоение подземного пространства больших городов связано с необходимостью внедрения в строительную практику новых прогрессивных способов возведения подземных сооружений. В настоящее время в отечественной практике и за рубежом успешно внедряется способ, который условно именуется «стена в грунте». Сущностью этого способа является устройство в грунте траншей, выемок различной в плане конфигурации, устойчивость которых в процессе разработки достигается заполнением глинистыми растворами. После разработки в грунте выемок или траншей их заполняют моно-

литным бетоном, сборными элементами, различного рода смесями глины с цементом, в результате чего формируются несущие, ограждающие конструкции или противofильтрующие завесы. По сравнению с обычным возведением фундаментов в открытых котлованах способ «стена в грунте» имеет ряд преимуществ: объем земляных работ уменьшается в 5–6 раз: исключается применение стального шпунта и профильного проката: упрощается выемка грунта между стенками (можно разрабатывать экскаватором, как в карьере).

Стоимость разработки грунта для устройства фундаментов способом «стена в грунте» сокращается более чем на 50% по сравнению со строительством опускного колодца и может выполняться в монолитном, сборно-монолитном и сборном исполнении. При производстве работ по устройству «стены в грунте» в монолитном исполнении в разработанную под глинистым раствором траншею-щель укладывается бетон. При значительных размерах туннелей и больших нагрузках на них все элементы предусматриваются из железобетона. При высоком уровне подземных вод и использовании обмазочных или оклеечных гидроизоляционных покрытий внутри туннеля производится дополнительная отделка. При применении сборных конструкций вместо укладки бетона в траншею устанавливают готовые железобетонные панели сплошного сечения или с пустотами.

Выбор машин и оборудования для устройства траншей диктуется инженерно-геологическими условиями строительства и объемом работ. Широко применяются грейферы с жесткой штангой или их подвешивают к стреле экскаватора. Зачастую используется многоковшовый роторный экскаватор, гидромеханизированные траншеекопатели, установки ударно-штангового бурения. При выполнении больших объемов работ целесообразно применять землеройное оборудование непрерывного действия, отличающееся большой производительностью. Таким оборудованием является машина БМ-0,5/50-2м,

она позволяет рыть траншеи глубиной до 50 и шириной 0,5 м. Значительный объем строительных работ выполняется машинами СВД-500Р, позволяющими копать траншеи глубиной 50 и шириной 0,7 м. Эти машины снабжены рабочим органом фрезерного типа и способны разрабатывать слабые и прочные грунты. При выполнении малых объемов земляных работ применяется оборудование циклического действия. К таким машинам относятся двухчелюстной канатный грейфер и электрогидравлический грейфер. Они могут копать траншеи глубиной до 30 м и шириной 0,6...0,8 м.

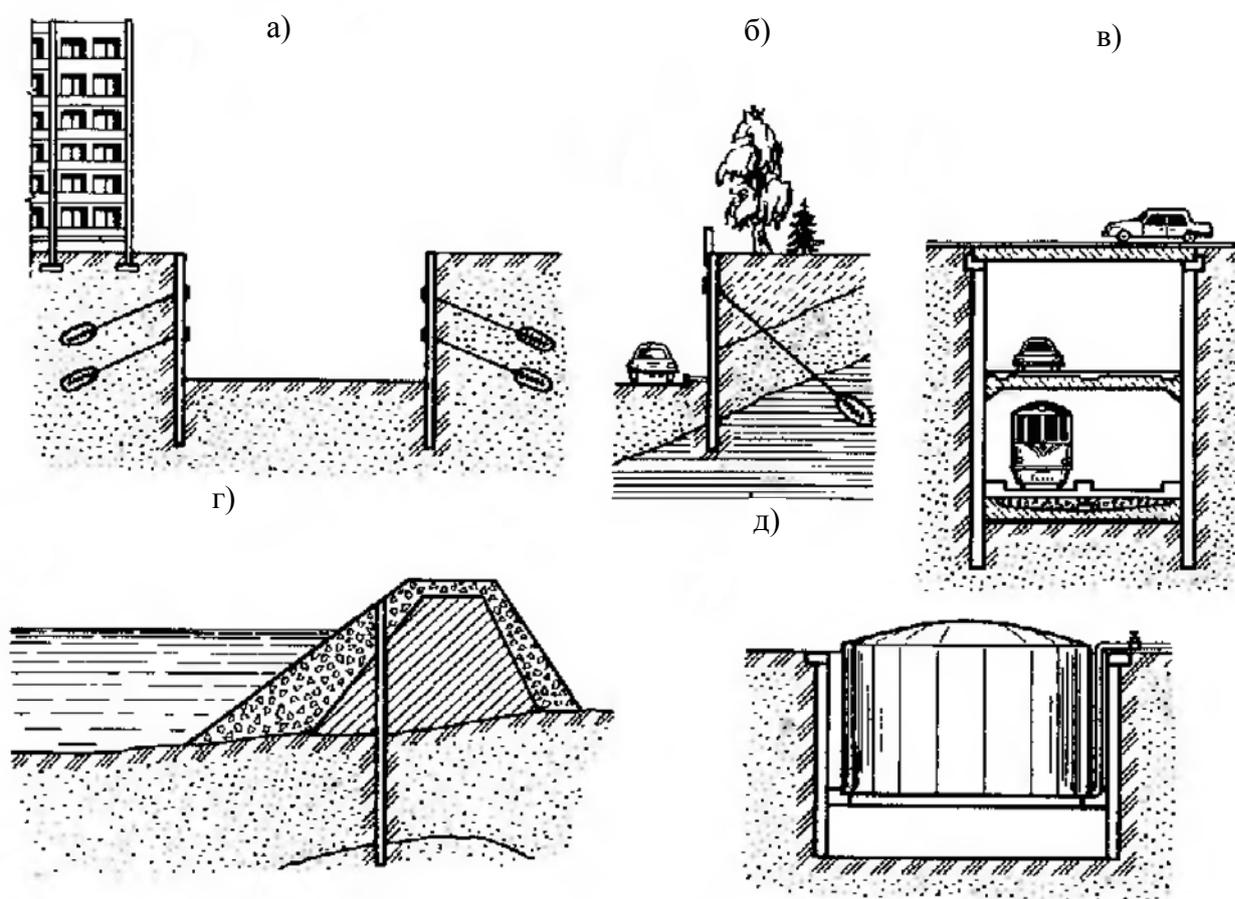


Рис. 3.22. Конструкции, сооружаемые способом «стена в грунте»:  
 а – котлованы в городских условиях; б – подпорные стенки; в – тоннели;  
 г – противодиффузионные диафрагмы; д – подземные резервуары

Фундаменты типа «стена в грунте» рассчитывают в большинстве своем как подпорные сооружения. Расчеты выполняют на действие следующих сил: 1) отпорного давления грунта при бетонировании стенок и траншей; 2) бокового давления от веса грунта и временной нагрузки на его поверхность; 3) гидростатического давления грунтовых вод и эксплуатационных нагрузок. При расчете на прочность усилия в ограждающей стене следует определять как для конструкций, взаимодействующих с упругопластическим основанием (по методу Б. Н. Жеремочкина).

## 4. ИСКУССТВЕННОЕ УЛУЧШЕНИЕ ГРУНТОВ ОСНОВАНИЙ

### 4.1. Искусственное улучшение грунтов оснований, общие положения

Строительство линейных инженерных сооружений неизбежно связано с освоением новых территорий, расположенных, в том числе, и на слабых грунтах. Часто оказывается, что на естественном основании возводить инженерные сооружения практически невозможно, из-за несоответствия характеристик основания предъявляемым требованиям. В этих случаях прибегают или к специальным конструктивным мероприятиям, или к методам улучшения грунтов основания.

Методы преобразования строительных свойств оснований можно разделить на три группы (табл. 4.1):

➤ конструктивные методы, которые в отличие от других методов не улучшают свойства самих грунтов, а создают более благоприятные условия работы их как оснований за счет регулирования напряженного состояния и условий деформирования;

➤ уплотнение грунтов, осуществляемое различными способами и направленное на уменьшение пористости грунтов, создание более плотной упаковки минеральных агрегатов;

➤ закрепление грунтов, заключающееся в образовании прочных искусственных структурных связей между минеральными частицами.

Основания с измененными таким образом свойствами называют *искусственными*, или *искусственно улучшенными* (в отличие от естественных оснований). Выбор методов преобразования строительных свойств оснований зависит от характера напластований, типов грунтов и их физико-механических свойств, особенностей сооружений и интенсивности передаваемых нагрузок, решаемых инженерных задач, технологических возможностей строительных организаций и т. д.

Таблица 4.1

Методы устройства оснований	Вид основания или способ его устройства	Грунтовые условия, при которых может применяться данный способ
1	2	3
<b>I. Конструктивные</b>	1. Песчаные подушки (замена грунта)	Слабые сильносжимаемые грунты в текучем состоянии, торфы, заторфованные и насыпные грунты
	2. Грунтовые подушки из местного связного грунта	Слабые (перечисленные выше) и просадочные грунты
	3. Каменные, песчано-гравийные и другие отсыпки	Илы и другие слабые грунты, залегающие под слоем воды
<b>II. Механическое уплотнение</b>	<b>1. Поверхностное уплотнение грунтов:</b>	
	тяжелыми трамбовками	Макропористые просадочные, рыхлые песчаные, свежеуложенные связные и насыпные грунты при степени влажности $S_r < 0,7$
	катками, легкими трамбовками и другими механизмами и транспортными средствами	То же, при послойной укладке
	вибраторами площадочными	Рыхлые песчаные грунты при послойной укладке
	вытрамбованием котлованов под отдельные фундаменты	Макропористые просадочные грунты, пылевато-глинистые грунты при $S_r < 0,7$

1	2	3
<b>II. Механическое уплотнение</b>	<b>2. Глубинное уплотнение грунтов:</b>	
	грунтовыми сваями из местного связного грунта, песчаными сваями	Макропористые просадочные грунты. Рыхлые пылеватые и мелкие пески, слабые сильносжимаемые заторфованные грунты
	виброуплотнением или гидровиброуплотнением	Рыхлые песчаные грунты
	взрывами	То же
	предварительным замачиванием	Макропористые просадочные грунты
предварительным замачиванием и глубинными взрывами	То же	
<b>II. Механическое уплотнение</b>	<b>3. Предварительное обжатие грунтов:</b>	
	понижением уровня подземных вод	Слабые сильносжимаемые водонасыщенные грунты (при снятии взвешивающего действия воды)
понижением уровня подземных вод посредством внешней пригрузки и устройства вертикальных дрен	Слабые сильносжимаемые пылевато-глинистые и заторфованные грунты	
<b>III. Закрепление</b>	1. Силикатизация	Пески и макропористые просадочные грунты
	2. Закрепление синтетическими смолами	То же
	3. Закрепление с использованием высоконапорных инъекций и струйной технологии	Пески, макропористые просадочные, пылевато-глинистые грунты
	4. Цементация	Трещиноватая скала, гравий и песчаные грунты

1	2	3
<b>III. Закрепление</b>	5. Закрепление известью	Слабые сильносжимаемые водонасыщенные пылевато-глинистые и заторфованные грунты
	6. Электрохимическое закрепление	Слабые пылевато-глинистые грунты (при коэффициенте фильтрации $k_f < 0,01$ м/сут)
	7. Электроосмос	То же
	8. Термическое закрепление (обжиг)	Макропористые просадочные грунты

#### 4.2. Конструктивные меры улучшения оснований

Данные меры улучшения оснований связаны с конструктивным (коренным) изменением свойств грунтов или изменением расчетной схемы работы основания. Существуют различные способы, позволяющие улучшать свойства грунтов оснований. Наиболее распространенным следует считать способ замены слабого грунта на достаточно хорошее, надежное основание или устройство песчаных подушек.

##### **Замена слабого слоя грунта основания (устройство песчаных подушек)**

Песчаные подушки обычно выполняют из средне- или крупнозернистого песка (может использоваться и щебень).

Одна из основных целей устройства песчаной подушки – это уменьшить глубину заложения фундаментов при прорезке слабого

слоя грунта (рис. 4.1). При большой мощности слабого слоя грунта ( $h_1$ ) экономически невыгодно заглублять фундамент на такую глубину. С целью уменьшения глубины заложения фундамента ( $h_2$ ) выполняют песчаную подушку, укладывая ее в распор со стенками котлована.

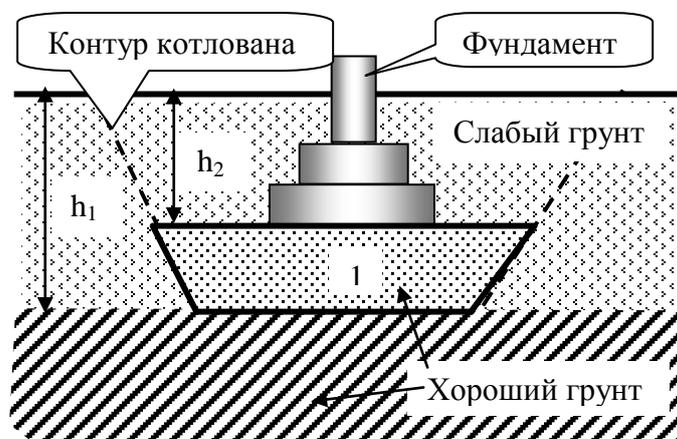


Рис. 4.1. Песчаная подушка полностью прорезает слабый слой грунта  
1 – песчаная подушка;  $h_1$  – толщина слоя слабого грунта;  $h_2$  – высота фундамента

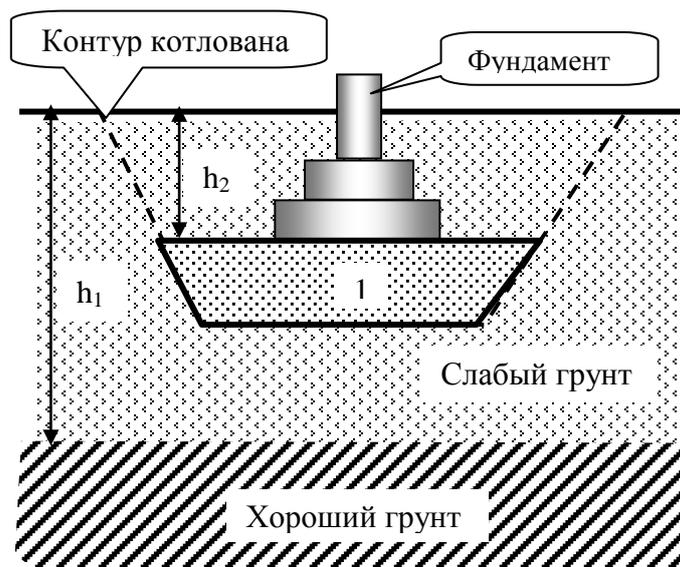


Рис. 4.2. Песчаная подушка не полностью прорезает слабый слой грунта  
1 – песчаная подушка;  $h_1$  – толщина слоя слабого грунта;  $h_2$  – высота фундамента

Песчаную подушку укладывают с заданной степенью плотности, обеспечивая, таким образом, передачу давления от фундамента на хороший грунт, что позволяет снизить величину возможных осадок. Другая цель устройства песчаной подушки – это уменьшить интенсивность давления от фундамента на слабый слой грунта (рис. 4.2; 4.3).

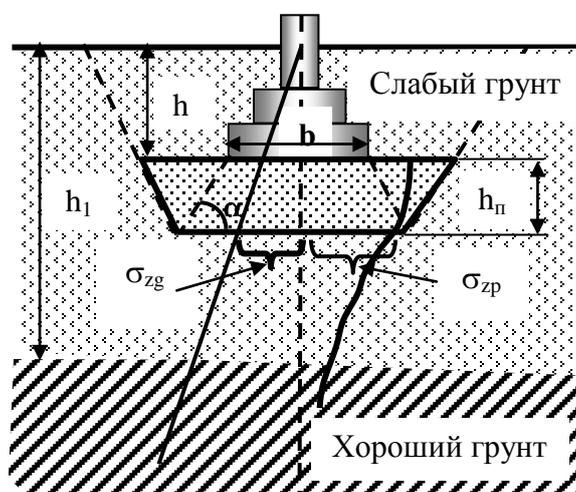


Рис. 4.3. Расчетная схема к определению размеров песчаной подушки

В этом случае фундамент опирается на песчаную подушку (хороший грунт), а ниже располагается слабый слой грунта. Возникает необходимость проверки слабого подстилающего слоя грунта. Такая проверка производится исходя из следующего условия:

$$(\sigma_{zp} - \sigma_{z\gamma}) + \sigma_{zg} \leq R_{cl}, \quad (4.1)$$

где  $\sigma_{zg}$  – ордината эпюры природного давления грунта, приходящегося на кровлю слабого подстилающего слоя;  $\sigma_{zp}$  – ордината эпюры дополнительного (уплотняющего) давления грунта, приходящегося на кровлю слабого подстилающего слоя;  $\sigma_{z\gamma}$  – ордината эпюры вертикального напряжения, от собственного веса выбранного при отрывке

котлована грунта;  $R_{\text{сл}}$  – расчетное сопротивление слабого слоя грунта в уровне низа подушки от условного фундамента.

Условие (4.1) позволяет запроектировать песчаную подушку, используя метод последовательных приближений:

1. Первоначально задаются высотой песчаной подушки ( $h_{\text{п}}$ ), исходя из геологических условий и планируемого производства работ;
2. Строят эпюры природного и дополнительного (уплотняющего) давлений грунта;
3. Вычисляют  $R_{\text{сл}}$  – расчетное сопротивление слабого слоя грунта в уровне низа подушки от условного фундамента. Ширина подошвы условного фундамента определяется исходя из угла  $\alpha$  – рассеивания напряжений, который принимается:  
–  $\alpha = 45^\circ$  – для торфа; –  $\alpha = 50 \dots 60^\circ$  – для пылеватых песков;
4. Проверяется условие (4.1). В случае выполнения данного условия проектирование песчаной подушки считается законченным. В противном случае – производится перепроектирование песчаной подушки, которое заключается, прежде всего, в изменении ее высоты.

В случае необходимости устройства песчаной подушки высотой  $h_{\text{п}} > 3$  м, ее ширина выбирается из условия равновесия в предельном состоянии по специально разработанной методике Б. И. Далматова.

Песчаные подушки могут устраиваться и с целью уменьшения глубины заложения фундаментов, проектируемых в пучинистых грунтах. В таком случае песчаная подушка, выполненная из крупнозернистого (непучинистого) грунта – основания, выполняет роль замены пучинистого грунта на непучинистый. Наиболее актуально выполнение таких мероприятий для районов с глубоким сезонным промерзанием, что позволяет существенно снизить глубину заложения фундаментов, получая в итоге экономический эффект.

Следует подчеркнуть, что песчаную подушку не рекомендуется устраивать при следующих условиях:

1. При наличии в пределах высоты подушки переменного уровня грунтовых вод и работы подушки как дренажа. В этом случае возможно проявление явления суффозии, а также заиливание подушки, что может привести к дополнительным осадкам фундаментов и превращения подушки в обычный пучинистый грунт;
2. При наличии в пределах высоты подушки напорных грунтовых вод и заложении подошвы фундамента выше расчетной глубины промерзания. В этом случае промерзание песчаной подушки может привести к пучению грунта подушки за счет действия напорных грунтовых вод.

### Шпунтовые ограждения

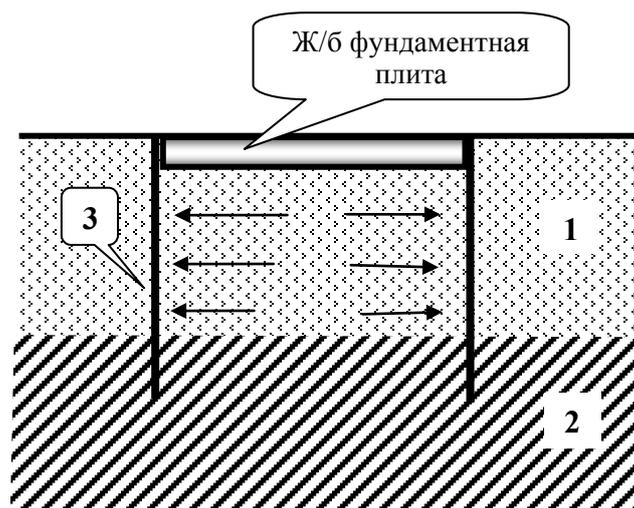


Рис. 4.4. Схема конструктивного усиления с использованием шпунтовой обоймы:

1 – слабый грунт; 2 – хороший грунт; 3 – шпунт по периметру фундаментной плиты

Данное конструктивное мероприятие предназначено для исключения возможности выпора слабого слоя грунта из-под подошвы фундамента. В этом случае по периметру фундаментной плиты выполняется сплошная шпунтовая стенка, воспринимающая боковое давление грунта. В результате объем слабого сжимаемого грунта под подошвой фундамента становится ограниченным со всех сторон, что аналогично работе грунта в условиях компрессии и позволяет значительно повысить его несущую способность.

Количественный анализ рассмотренного метода усиления основания может быть дан на основе численного геотехнического моделирования данной инженерной задачи с использованием метода конечных элементов.

### **Каменные, песчано-гравийные и другие отсыпки**

При возведении ограждающих дамб и других земляных сооружений на слабых грунтах устойчивость откосов сооружений и их оснований может быть повышена устройством пригрузок основания и низовой части откосов, выполняемых, как правило, из крупнообломочных или песчаных грунтов (рис. 4.5). Отсыпка грунта производится слоями, высота ее определяется специальным расчетом.

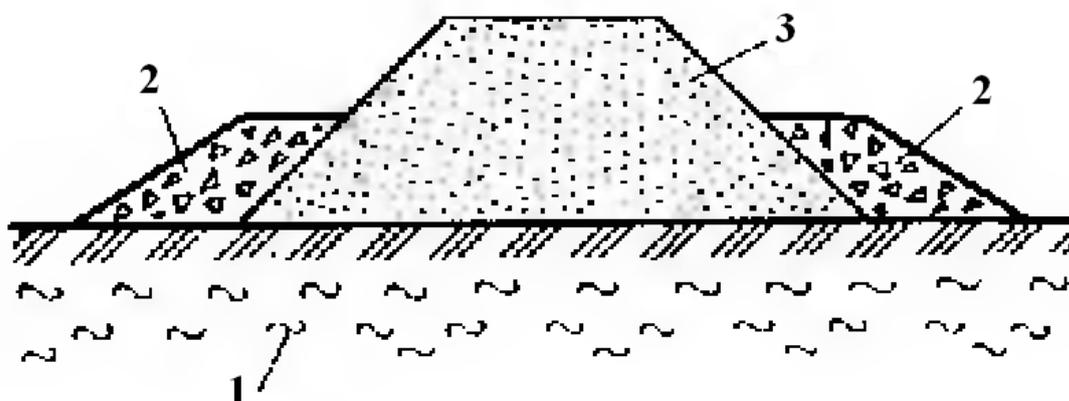


Рис. 4.5. Увеличение устойчивости насыпи на слабых грунтах методом боковой пригрузки: 1 – слабый грунт; 2 – боковая пригрузка; 3 – насыпь

### 4.3. Уплотнение грунтов оснований

Для увеличения несущей способности грунтов естественного сложения может быть применено его поверхностное уплотнение.

#### Поверхностное уплотнение грунтов

Поверхностное уплотнение обычно производят слоями толщиной  $\leq 0,5$  м, используя такие механизмы уплотнения, как поверхностные трамбовки, катки, вибротрамбовки, виброплиты и т. д.

При необходимой толщине уплотнения грунта в 2...3 м применяют поверхностное уплотнение тяжелыми трамбовками весом до 20...70 кН. В этом случае по уплотняемому грунту (поверхности дна котлована) производится серия ударов по одному месту до получения условного отказа. Трамбовка поднимается краном на высоту до 3...7 м и сбрасывается на уплотняемое основание (рис. 4.6).

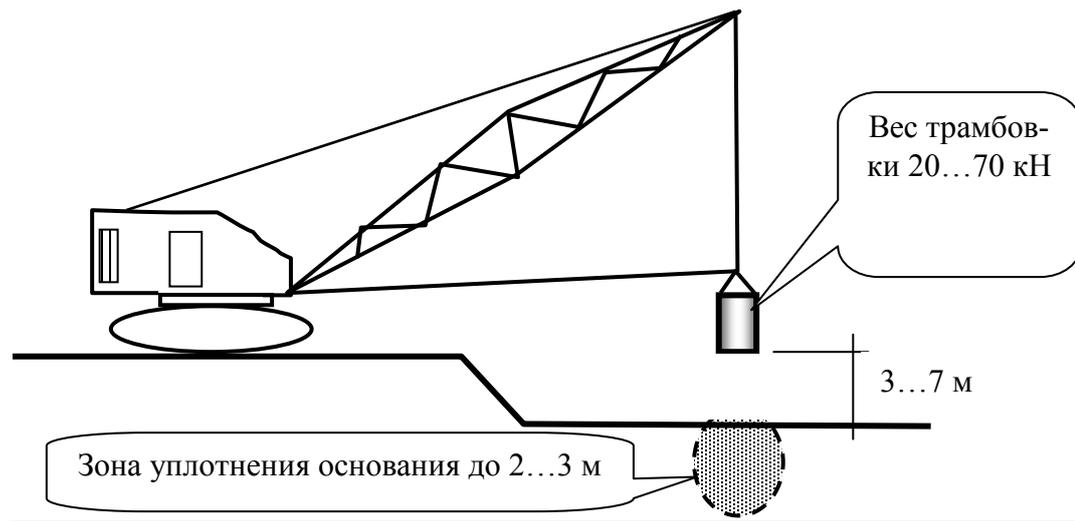


Рис. 4.6. Схема поверхностного уплотнения грунта тяжелыми трамбовками

Поверхностное уплотнение тяжелыми трамбовками применяется для сыпучих, а также лёссовых грунтов. Наибольший эффект уплотнения грунтов достигается при наличии в основании оптимальной

влажности. Если влажность грунта меньше оптимальной, то его доувлажняют путем заливки воды на дно трамбуемого котлована (особенно у просадочных грунтов).

Глубина уплотнения грунтов тяжелыми трамбовками зависит от плотности и влажности уплотняемых грунтов, диаметра, веса трамбовки и приближенно определяется по формуле

$$h_{\text{упл}} = k_y d, \quad (4.2)$$

где  $d$  – диаметр трамбовки;  $k_y$  – коэффициент пропорциональности, принимаемый для песков – 1,55, суглинков – 1,45, глин – 1,0.

Вес трамбовки назначают из условия обеспечения давления на грунт не менее 0,015... 0,20 МПа (обычно он равен 20...50 кН).

В отдельных случаях, при решении сложных инженерных задач, при поверхностном уплотнении могут применяться трамбовки весом более 100 кН. Известны случаи применения сверхтяжелых трамбовок весом 400 кН, позволявших при сбрасывании с высоты 40 м уплотнить щебенисто-каменную насыпь на глубину до 40 м.

Понижение трамбуемой поверхности (или недобор грунта до проектной отметки заложения фундаментов) определяют по формуле

$$\Delta h = 1,2 h_{\text{упл}} \left( 1 - \frac{\gamma_d}{\gamma_{\text{дупл}}} \right), \quad (4.3)$$

где  $\gamma_d$  – удельный вес сухого грунта;  $\gamma_{\text{дупл}}$  – среднее значение удельного веса сухого грунта в пределах уплотненного слоя (принимается в среднем 16 кН/м<sup>3</sup> для всех видов грунтов).

Уплотнение грунтов тяжелыми трамбовками сопровождается динамическим воздействием на грунт и может вызвать сотрясение близко расположенных зданий или сооружений. В связи с этим при уплотнении трамбовками весом до 50 кН расстояние до зданий, нахо-

дящихся в удовлетворительном состоянии, должно быть не менее 10 м. При наличии близко расположенных зданий, имеющих трещины в стенах или вообще находящихся в ветхом состоянии, это расстояние увеличивается до 15 м. Если инженерные сети выполняются из асбестоцементных, керамических труб, то расстояние до зданий принимается более 15 м.

До начала работ по уплотнению грунтов тяжелыми трамбовками проводят работы на опытном участке котлована: уточняется величина недобора грунта, отказа при трамбовании (осадка от одного удара), количество ударов, глубина уплотняемой зоны и т. д. Полученные данные используют при составлении проекта работ по уплотнению грунтов тяжелыми трамбовками.

Таблица 4.2

Уплотняющие машины	Толщина уплотняемого слоя, м
Пневматические трамбовки	0,1...0,2
Катки: гладкие	0,1...0,25
кулачковые	0,2...0,35
Виброкатки	0,4...1,2
Катки с падающими грузами 0,8...17 кН	1,0...1,5
Виброплиты	0,2...0,6
Молот двойного действия весом 22 кН на металлической плите (поддоне)	1,2...1,4
Тяжелые трамбовки весом, кН:	
20...30	1,5...2,0
45...50	2,5...3,0
100	5,5...6,0

Рыхлые песчаные грунты на глубину 0,5–1,5 м уплотняются различными вибрационными машинами: виброплитами, пневматическими трамбовками, виброкатками, молотами двойного действия и др. Уплотнение грунтов может быть достигнуто многократной проходной катков. Основные сведения о толщине уплотняемого слоя указанными машинами приведены в табл. 4.2.

### Глубинное уплотнение грунта

Для уплотнения рыхлых с  $e_0 > 0,75$  песчаных отложений используется: а) метод гидровиброуплотнения (рис. 4.7).

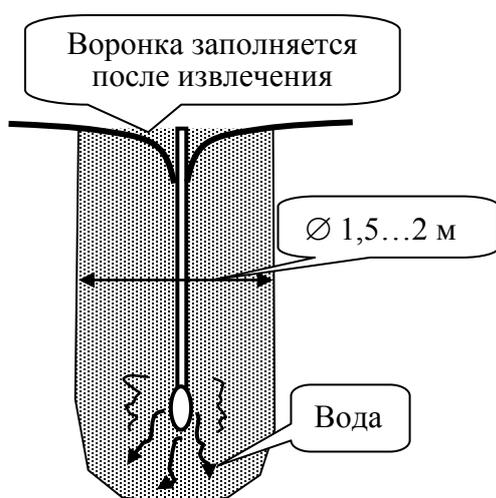


Рис. 4.7. Схема глубинного гидровиброуплотнения сыпучего грунта

С поверхности грунта в уплотняемое основание погружается труба, на конце которой размещен гидровибратор. В трубу подается необходимое количество воды до достижения уплотняемым основанием оптимальной влажности. Труба вместе с гидровибратором подвешивается к стреле крана и под действием собственного веса погружается в уплотняемое основание.

В результате процесса погружения и извлечения гидровибратора грунт уплотняется в объеме цилиндра диаметром 1,5...2 м и высотой до 10 м, и основание переходит в категорию средней плотности.

В случае необходимости для достижения основанием повышенной плотности, данный метод может сочетаться с поверхностным уплотнением;

б) *метод уплотнения песчаными и грунтовыми сваями* (рис. 4.8).

Порядок данного метода уплотнения основания заключается в следующем:

1. С поверхности уплотняемого основания погружается металлическая труба с раскрывающимся наконечником (происходит процесс уплотнения основания вокруг погружаемой трубы);

2. После погружения трубы на необходимую отметку, наконечник трубы раскрывается и труба извлекается с одновременным заполнением песком с виброуплотнением.

В лессовых грунтах заполнение трубы осуществляется местным грунтом с необходимым увлажнением;

3. После извлечения трубы в уплотняемом основании образуется песчаная (грунтовая) свая, выполненная с заданной степенью плотности вместе с окружающим околосовайным пространством.

Чем чаще сделаны сваи, тем большую степень уплотнения получает грунт основания. Для избежания выпора грунта в котлован при уплотнении головы сваи, котлован может разрабатываться после уплотнения основания сваями (рис. 4.9).

Необходимое количество песчаных свай для уплотнения основания может быть определено исходя из следующего условия:

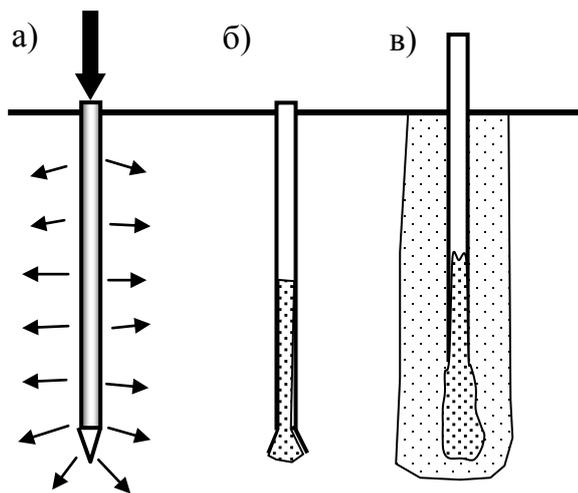


Рис. 4.8. Метод глубинного уплотнения основания с использованием песчаных (грунтовых) свай: а – погружение трубы с раскрывающимся наконечником;

б – заполнение трубы песком с раскрытием наконечника; в – извлечение трубы с формированием в основании песчаной сваи

$$n = \frac{e_0 - e_{\text{упл.}}}{1 + e_0} \frac{F_{\text{упл.}}}{f_{\text{св.}}}; \quad (4.4)$$

где  $e_0$ ,  $e_{\text{упл.}}$  – соответственно, коэффициенты пористости грунта основания до и после уплотнения, последний, так же как и  $f_{\text{св.}}$ , – площадь поперечного сечения сваи, задаются в процессе проектирования;  $F_{\text{упл.}} = 1,4 \cdot b \cdot 1,4 \cdot \ell$  – площадь уплотненного основания;  $b$ ,  $\ell$  – соответственно ширина и длина проектируемого фундамента.

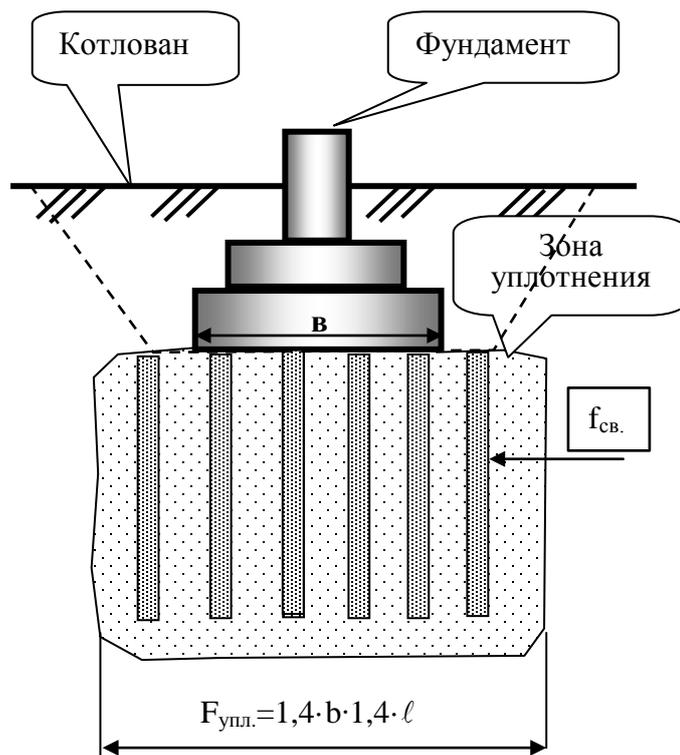


Рис. 4.9. Схема использования песчаных свай для уплотнения основания:  
 $f_{\text{св.}}$  – площадь поперечного сечения сваи;  $F_{\text{упл.}}$  – площадь уплотненного основания

Следует отметить, что для связных водонасыщенных грунтов подобные сваи могут изготавливаться методом виброштампования (пневмопробойником) и заполняться щебеночно-песчаной смесью с добавлением цемента;

в) метод уплотнения внешней пригрузкой

Глубинный процесс уплотнения основания происходит и при приложении к нему уплотняющей нагрузки (в виде отсыпанной насыпи) (рис. 4.10).

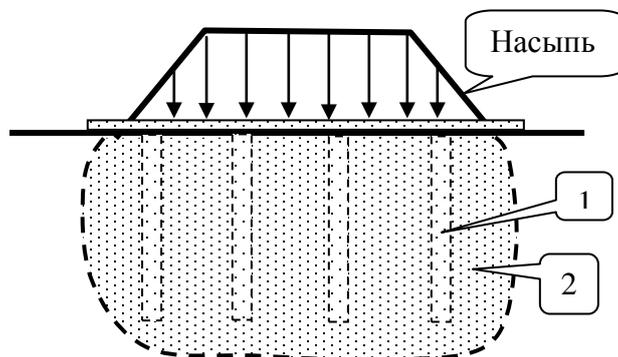


Рис. 4.10. Глубинное уплотнение грунта основания пригрузкой:  
1 – фильтрующие искусственные дрены; 2 – зона уплотнения основания

Для глинистых грунтов подобный процесс уплотнения основания происходит довольно медленно (теория фильтрационной консолидации в механике грунтов), продолжающийся до нескольких десятков лет.

В целях сокращения сроков процесса уплотнения основания используются искусственные дрены, способствующие убыстрению процесса фильтрационной консолидации;

г) метод уплотнения понижением уровня грунтовых вод

Известно, что грунт, расположенный ниже уровня грунтовых вод (УГВ), испытывает взвешивающее действие воды, которое проявляется в виде снижения величины удельного веса грунта. При искусственном водопонижении грунт оказывается выше УГВ, что приводит к увеличению удельного веса грунта и, как следствие, к уплотнению основания.

Следует учитывать и негативные последствия данного явления, когда вместе с уплотнением основания получают дополнительные осадки и расположенные на данной территории сооружения;

д) метод уплотнения взрывами

Применение данного метода эффективно при освоении новых (не застроенных) территорий. Взрывами уплотняются большие объемы грунта с использованием предварительно пробуренных шпуров, в которые помещаются взрывчатые вещества (ВВ). Использование ВВ требует особого подхода к решению поставленных инженерных задач и связано с повышенным риском в период производства взрывных работ.

Метод уплотнения грунтовых оснований взрывами находит применение в гидротехническом строительстве;

е) метод уплотнения замачиванием

Данный метод имеет ограниченное применение и используется лишь для лёссовых оснований. Предварительное замачивание лёссовых оснований разрушает структуру лёсса и вызывает его просадку под действием собственного веса, т. е. происходит процесс уплотнения.

Уплотнение грунтов оснований на используемых или застроенных территориях часто затруднительно, в этом случае прибегают к закреплению грунтов.

#### **4.4. Закрепление грунтов оснований**

Закрепление грунтов оснований основано на проникновении различных реагентов в грунтовое поровое пространство и взаимодействие их с минеральными частицами. Очевидно, что применение того или иного метода закрепления грунтов будет зависеть от пористости основания, или от его коэффициента фильтрации.

В зависимости от значений коэффициента фильтрации ( $K_f$ ) грунтов оснований могут быть использованы различные методы закрепления.

Для грунтов с коэффициентом фильтрации  $K_f > 100$  м/сут (трещиноватые скальные породы, гравелистые пески и т. п.) используется цементация.

### **Цементация оснований**

Цементация – это нагнетание цементного раствора в поры грунта обычно с  $K_f > 100$  м/сут, с целью его уплотнения и скрепления минеральных частиц (отдельных блоков).

Для грунтов с  $K_f = 50 \dots 100$  м/сут (средние и крупные пески) рекомендуется для повышения активности цемента проводить его измельчение до величины удельной поверхности в  $6000 \dots 8000$  см<sup>2</sup>/г.

Для закрепления песков с  $K_f = 30 \dots 50$  м/сут рекомендуется для повышения активности цемента проводить его измельчение до величины удельной поверхности в  $8000 \dots 10\,000$  см<sup>2</sup>/г с применением добавки жирных глин.

Цементационный раствор посредством перфорированного инжектора подается в грунт под давлением до  $0,2 \dots 0,4$  МПа. Используется, как правило, закрепляющий раствор, имеющий состав:

- цемент + вода (1:5) («цементное молоко»);
- цемент + вода + песок (1:5:1).

Исторически, впервые в 1922–1923 гг., цементация была применена в России при строительстве плотины «Волховстроя». С тех пор данный метод закрепления оснований получил развитие и в современных условиях широко применяется в основном при усилении оснований реконструируемых сооружений (рис. 4.11).

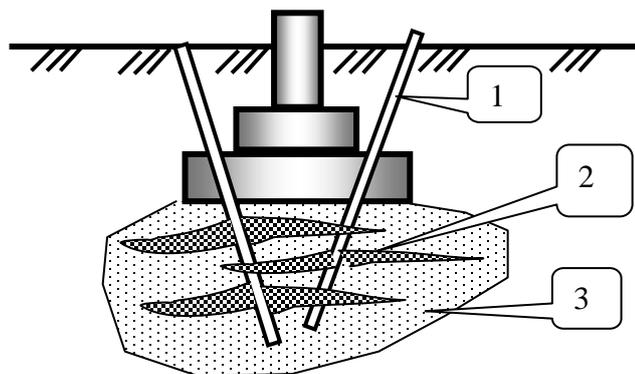


Рис. 4.11. Принципиальная схема цементации (закрепления) основания под фундаментом реконструируемого сооружения с использованием «манжетной» технологии.

1 – иньектор; 2 – гидравлический разрыв, заполненный цементным раствором;  
3 – закрепленный массив основания

Используя «манжетную» технологию при нагнетании цементного раствора в закрепляемое основание и избыточное давление до 0,4...0,5 МПа, представляется возможным закреплять мелкие и пылеватые пески с образованием «гидравлических разрывов» в грунте.

Данная методика получает дальнейшее развитие в исследованиях отечественных ученых.

### **Силикатизация оснований**

Силикатизация – это химическое закрепление грунтов с  $K_{\phi} = 2 \dots 80$  м/сут при нагнетании в основание раствора кремниевой кислоты (жидкого стекла)  $\text{Na}_2\text{O} \cdot n\text{SiO}_2$ . При разложении в грунте кремниевая кислота переходит в состояние геля и связывает отдельные минеральные частицы. Для ускорения данного химического процесса в грунт вводят катализатор – хлористый кальций ( $\text{CaCl}_2$ ). Такой способ закрепления грунтов получил название *двухрастворного* (рис. 4.12).

Закрепленный грунт основания приобретает прочность следующего порядка:

- песок – 1,5...3,0 МПа; супесь – 0,5 МПа; лёсс – 0,8 МПа.

Силикатизация находит широкое применение для закрепления пылеватых грунтов, удовлетворяя требованиям повышения прочности оснований при реконструкции сооружений.

Для грунтов с  $K_{\phi} = 0,2 \dots 5$  м/сут (пылеватые пески, супеси) используется однорастворный метод силикатизации. В этом случае инъекционный гелеобразующий раствор состоит из смеси жидкого стекла и фосфорной кислоты ( $\text{Na}_2\text{O} \cdot n\text{SiO}_2 + \text{H}_3\text{PO}_4$ ). Однорастворный метод силикатизации придает прочность грунту порядка  $0,3 \dots 0,5$  МПа. Однако, из-за относительно большой стоимости  $\text{H}_3\text{PO}_4$ , данный метод закрепления получил ограниченное применение.

Необходимо отметить, что для лёссовых (химически активных) грунтов, в составе которых содержатся соли кальция ( $\text{CaSO}_4$ ), также используется однорастворный метод силикатизации. В этом случае в закрепляемое основание нагнетается лишь раствор кремниевой кислоты (силиката натрия), который, взаимодействуя с солями кальция, образует водонерастворимый гель.

В лёссовых грунтах однорастворный метод силикатизации придает закрепленному грунту прочность до 2 МПа.

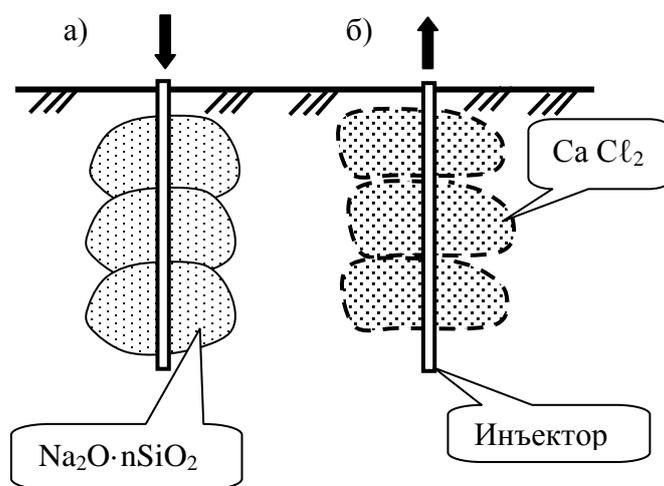


Рис. 4.12. Принципиальная схема двухрастворной силикатизации оснований:

- а – нагнетание жидкого стекла при погружении инъектора;
- б – нагнетание хлористого кальция при извлечении инъектора

## Электрохимическое закрепление

Для грунтов с  $K_{\phi} < 0,1$  м/сут (супеси, суглинки) применяют электрохимическое закрепление. Электрохимическое закрепление основано на явлении электроосмоса, которое еще в 1808 г. было открыто профессором Московского университета Ф. Ф. Рейсом. Суть данного явления заключается в том, что при пропускании постоянного тока через глинистый грунт, последний теряет связную воду, которая получает перемещение (миграцию) в сторону отрицательного электрода (катода).

При электрохимическом закреплении к перфорированным трубам-электродам подается постоянный ток со средним напряжением 70...80 В (рис. 4.13).

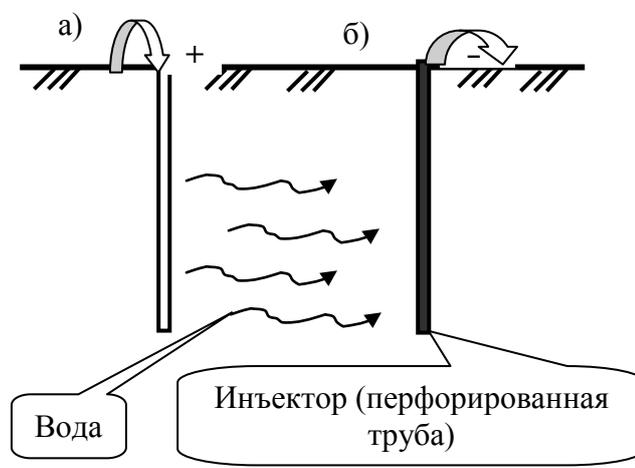


Рис. 4.13. Принципиальная схема электрохимического закрепления связного грунта: а – ињектор-анод с закачкой  $\text{CaCl}_2$ ; б – ињектор-катод с откачкой свободной воды

Свободная вода скапливается около катода, а затем через перфорированный ињектор откачивается. Одновременно через ињектор-анод подается раствор хлористого кальция ( $\text{CaCl}_2$ ), который способствует закреплению основания. Периодически производится смена полярности.

В результате проведения подобных работ в связном грунте уменьшается влажность (грунт переходит в категорию тугопластичного, полутвердого состояния, с коэффициентом фильтрации  $K_f < 0,01$  м/сут) и возрастает прочность (угол внутреннего трения и сцепления увеличиваются до 70%).

### **Электроосмос**

Электроосмос применяется в водонасыщенных связных грунтах, а также для предварительного (превентивного) оттаивания мерзлых (в том числе и вечномерзлых) грунтов.

Также как и при электрохимическом закреплении, в основание погружаются электроды: (+) анод в виде металлического стержня и (–) катод в виде перфорированной трубы. При пропускании постоянного тока через глинистый (мерзлый) грунт, последний теряет связную воду, которая получает перемещение (миграцию) в сторону отрицательного электрода (катада). Скопившаяся свободная вода у катада откачивается через перфорированный электрод-трубу.

Процесс закреплении по данной методике зависит от времени пропускания тока через грунт и сопровождается частичным разрушением металлического стержня-анода.

В результате проведения подобных работ в закрепляемом грунте происходят:

1. Уменьшение влажности.
2. Частичное уплотнение.

### **Закрепление основания с использованием термической обработки, битуминизации, глинизации, струйной (напорной) технологии**

Термическая обработка грунта предназначена для устранения просадочности лёссовых оснований. Узкая направленность данного способа закреплении основания связана с тем, что лёссовый грунт при

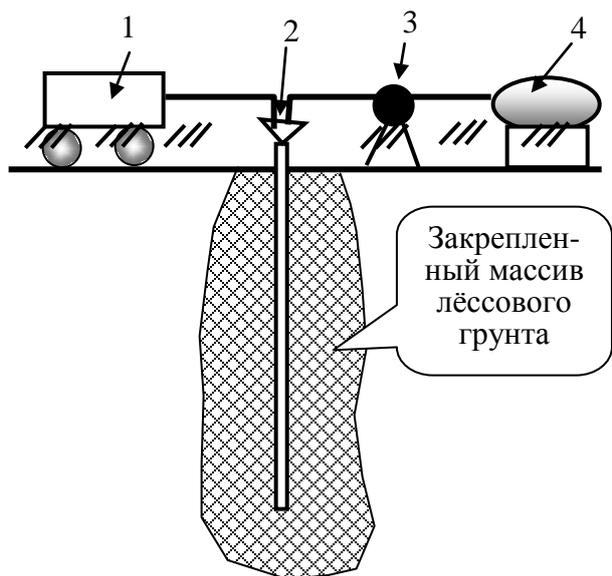


Рис. 4.14. Принципиальная схема термического закрепления лёссового основания:

1 – компрессор; 2 – форсунка;  
3 – насос; 4 – емкость для горючего

1. С поверхности грунта пробуривается скважина;
2. В устье скважины устанавливают форсунку (2);
3. В форсунку подается горючее из резервуара (4) с помощью насоса (3) и сжатый воздух компрессором (1);
4. Зажженная пламя в устье скважины (форсунке) достигает температуры  $>1000^{\circ}\text{C}$ , которая через стенки скважины нагревает грунт. В массиве лёссового грунта образуется столб обожженного грунта диаметром около 3 м. Граница закрепленного массива лёссового грунта соответствует  $t \approx 400^{\circ}\text{C}$ .

Прочность обожженного грунта достигает до 1 МПа и зависит от времени термической обработки.

Битуминизация и глинизация грунтовых оснований используются в основном для снижения фильтрационных способностей трещиноватых и гравелистых грунтов.

температуре около  $400^{\circ}\text{C}$  практически теряет свои просадочные свойства, превращаясь в обычный суглинок. На этом принципе и основывается методика закрепления данного основания, схема выполнения которой приведена на рис. 4.14.

В общем случае работы по термической обработке лёссового основания выполняются в такой последовательности:

При битуминизации в поры грунта через скважину-инъектор нагнетается либо разогретый битум ( $t \approx 200...220^{\circ}\text{C}$ ), либо холодная битумная эмульсия (60% битума + 40% воды с эмульгатором). В первом случае необходимо поддерживать высокую постоянную температуру в скважине, используя дополнительный электрообогрев, что требует соблюдения повышенных мер безопасности. Во втором случае в грунт необходимо подавать дополнительный реагент-коагулятор, который способен разрушить эмульсионную пленку и обеспечить связность битума с грунтом.

При глинизации в поры грунта закачивают глинистую суспензию. Глинистые частицы, имея размер  $< 0,001$  мм, обладают высокой проникающей способностью, а, попадая в поры грунта и соединяясь с водой, коагулируют, увеличиваясь в объеме, и заполняют поровое пространство. В результате фильтрационные свойства грунтов резко снижаются.

В современных условиях развития геотехники широкое применение находит метод закрепления грунтов основания с использованием струйной технологии.

Закрепление грунта по данной технологии заключается в следующем.

В пробуренную скважину опускается специальный струйный монитор, через сопла которого под давлением до 100...150 атм. подаются струи воды. Струи воды размывают грунт, одновременно в размытую скважину закачивается цементный раствор, который перемешивается с остатками грунта в скважине. Закаченный в размытую скважину цементный раствор заполняет образующуюся полость, создавая грунтоцементную смесь.

Полученный грунтоцементный столб (массив) закрепленного грунта обладает достаточной прочностью и практически водонепро-

нищаем, что позволяет данную технологию рассматривать также в качестве противofiltrационной завесы.

Объем и качество закрепляемого массива грунта зависят от давления размываемой струи, состава грунта и продолжительности выполнения работ.

## **5. ПРОЕКТИРОВАНИЕ ФУНДАМЕНТОВ В ОСОБЫХ УСЛОВИЯХ**

### **5.1. Просадочные грунты**

Проектирование фундаментов на просадочных грунтах следует производить в соответствии с требованиями подраздела 6.1, СП 22.13330.2011 «Основания зданий и сооружений. Актуализированная редакция СНиП 2.02.01-83\*».

Трудность строительства сооружений на лёссовых просадочных грунтах состоит в том, что после окончания строительства, когда осадка фундаментов стабилизируется, или после ряда лет эксплуатации сооружений при обводнении грунтов в основании происходят большие и часто неравномерные деформации, называемые *просадками*, в отдельных случаях просадки достигают 0,5–1,0 м и более. При этом здания и сооружения испытывают чрезмерные деформации, в результате чего разрушаются конструкции, и сооружения становятся непригодными для дальнейшей эксплуатации.

Просадки лёссовых грунтов возникают при одновременном воздействии двух факторов: нагрузок от сооружений и собственного веса грунтовой просадочной толщи и замачивания при подъеме горизонта подземных вод или за счет внешних источников (атмосферные осадки, промышленные сбросы, утечки и т. п.).

Основными критериями являются: относительная просадочность  $\varepsilon_{sl}$ , начальное просадочное давление  $p_{sl}$ , начальная просадочная влажность  $w_{sl}$ .

Относительная просадочность  $\varepsilon_{sl}$  определяется по результатам компрессионных испытаний и при определенном давлении по формуле

$$\varepsilon_{sl} = (h_{n,p} - h_{sat,p}) / h_{n,g}, \quad (5.1)$$

где  $h_{n,p}$  – высота образца при природной влажности ( $w = w_{sat}$ ), обжатого давлением от внешней нагрузки и собственного веса грунта ( $p = \sigma_{zp} + \sigma_{zq}$ ) при испытании в условиях невозможности бокового расширения и расчете просадки грунта в верхней зоне; при определении ее в нижней зоне дополнительно учитывается нагрузка от сил негативного трения;  $h_{sat,p}$  – высота того же образца грунта после пропуска через него воды с сохранением заданного давления;  $h_{n,q}$  – высота того же образца грунта, обжатого природным давлением при естественной влажности в условиях невозможности бокового расширения. Грунт считается просадочным, если  $\varepsilon_{sl} \geq 0,01$ .

Начальное просадочное давление  $p_{sl}$  представляет собой минимальное давление, при котором начинает проявляться просадка при полном водонасыщении грунта. Начальное просадочное давление при лабораторном испытании грунта определяется по давлению, при котором относительная просадочность  $\varepsilon_s = 0,01$ .

Проведение такого эксперимента позволяет определить тип грунтовых условий по просадочности: I тип – грунтовые условия, в которых возникает, в основном, просадка от внешней нагрузки, а просадка от собственного веса грунта не превышает 5 см; II тип – грунтовые условия, в которых кроме просадки от внешней нагрузки возможна просадка от собственного веса грунта более 5 см. Тип грунто-

вых условий можно определить также на основе лабораторных испытаний в компрессионных приборах с замачиванием грунта и последующим расчетом просадки от собственного веса по формуле (5.1).

Начальная просадочная влажность  $w_{sl}$  рассматривается как минимальная влажность, при которой проявляются просадочные свойства грунтов.

Толщину зоны просадки грунта  $h_{sl}$  принимают равной (рис. 5.1):

1) толщине верхней зоны просадочной толщи  $S_{sl,p}$  при определении просадки грунта от внешней нагрузки  $S_{sl,p}$  (6.1.4), при этом нижняя граница указанной зоны соответствует глубине, где  $\sigma_z = \sigma_{zp} + \sigma_{zq} = p_{sl}$  (рис. 5.1 а, б) или глубине, где значение  $\sigma_z$  минимально, если  $\sigma_{z,min} > p_{sl}$  (рис. 5.1, в);

2) толщине нижней зоны просадочной толщи  $h_{sl,g}$ , при определении просадки грунта от собственного веса  $S_{sl,g}$ , т. е. начиная с глубины  $z_g$ , где  $\sigma_z = p_{sl}$  или значение  $\sigma_z$  минимально, если  $\sigma_{z,min} > p_{sl}$ , и до нижней границы просадочной толщи.

## **Основные принципы проектирования лёссовых грунтов**

**Проектирование** фундаментов производится в два этапа:

1) определение размеров фундаментов из условий расчета по деформациям;

2) назначение мероприятий, исключающих вредное влияние возможных просадок на устойчивость зданий и сооружений.

Общая схема определения размеров фундаментов на просадочных грунтах в открытых котлованах не отличается от общепринятой методики расчета фундаментов на обычных грунтах и имеет свои специфические особенности.

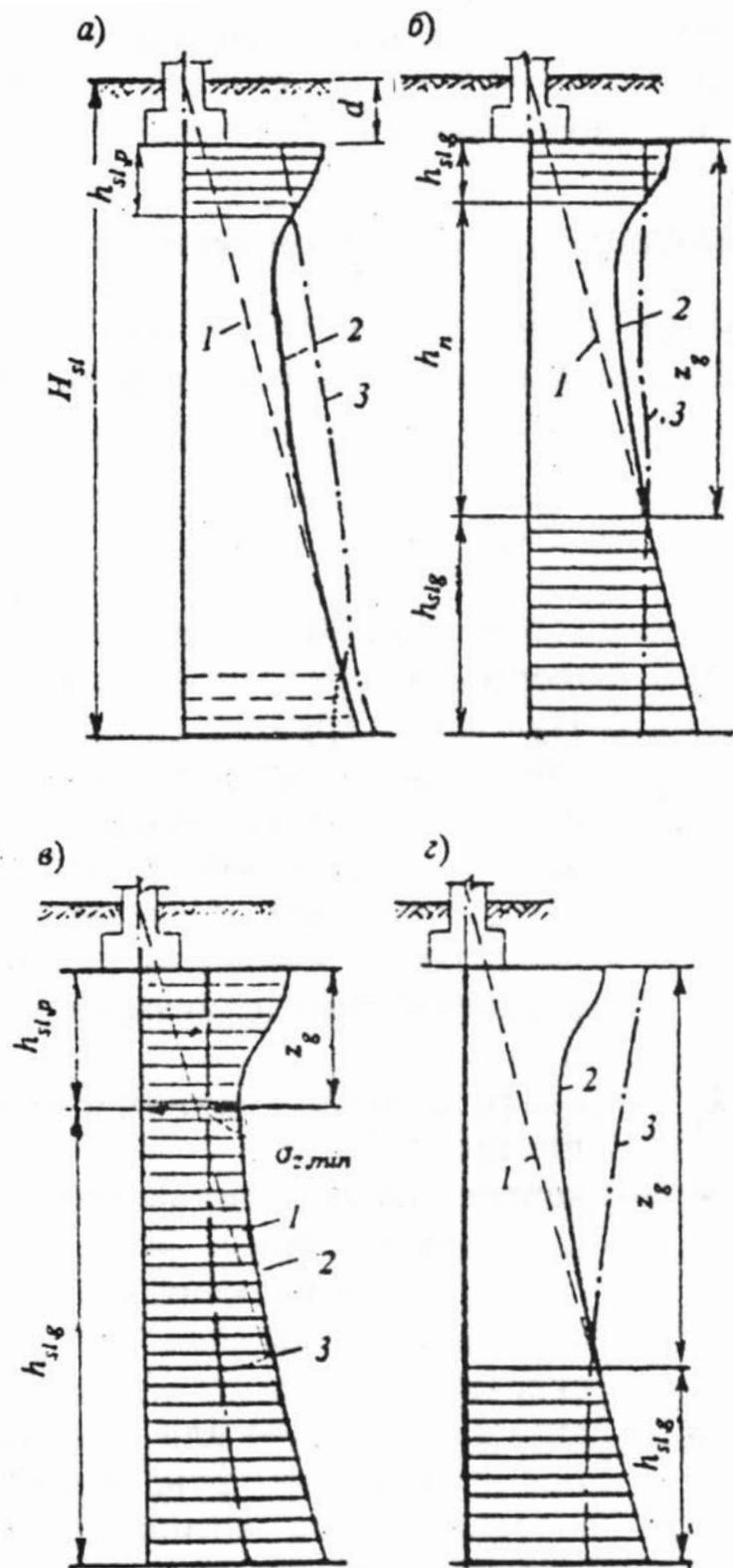


Рис. 5.1. Схемы к расчету просадок основания:

а – просадка от собственного веса  $S_{sl,g}$  отсутствует, возможна только просадка от внешней нагрузки  $S_{sl,p}$  в верхней зоне просадки  $h_{sl,p}$ ;  
 б, в, г – возможна просадка от собственного веса  $S_{sl,g}$  в нижней зоне просадки  $h_{sl,g}$ , начиная с глубины  $z_g$ ;  
 б – верхняя и нижняя зоны просадки не сливаются, имеется нейтральная зона  $h_n$ ;  
 в – верхняя и нижняя зоны просадки сливаются;  
 г – просадка от внешней нагрузки отсутствует;

1 – вертикальные напряжения от собственного веса грунта  $\sigma_{zq}$ ;

2 – суммарные вертикальные напряжения от внешней нагрузки и собственного веса грунта

$$\sigma_z = \sigma_{zp} + \sigma_{zq};$$

3 – изменение с глубиной начального просадочного давления  $p_{sl}$ ;  $H_{sl}$  – толщина слоя просадочных грунтов (просадочная толща);

$d$  – глубина заложения фундамента

Расчетное сопротивление при возможном замачивании просадочных грунтов определяется по значению углов внутреннего трения

и удельного сцепления, определенных в условиях полного водонасыщения грунта.

При применении комплекса водозащитных и конструктивных мероприятий расчетное сопротивление определяется по значению углов внутреннего трения и удельного сцепления, определенных при установившейся влажности грунта.

Суммарная вертикальная деформация  $s$  складывается из двух величин:

$$s = s_0 + s_{sl}, \quad (5.2)$$

где  $s_0$  – осадка фундамента, определяемая как для обычных непросадочных грунтов;  $s_{sl}$  – просадка грунта от нагрузки фундаментов и собственного веса грунтов при замачивании

$$s_{sl} = \sum_1^n \varepsilon_{sl,i} h_i k_{sl,i}, \quad (5.3)$$

где  $\varepsilon_{sl,i}$  – относительная просадочность, определяемая для каждого слоя просадочного грунта;  $h_i$  – толщина  $i$ -го слоя грунта;  $n$  – число слоев, на которое разбивается зона просадки  $h_{sl}$ . Она определяется толщиной верхней зоны просадки при расчете просадки от внешней нагрузки или толщине зоны при определении просадки грунта от собственного веса;  $k_{sl,i}$  – коэффициент, равный единице для фундаментов шириной 12 м и более. При ширине фундамента  $b \leq 3$  м его значение определяется по формуле

$$p_{sl,i} = 0,5 + 1,5 \frac{p - p_{sli}}{p_0}, \quad (5.4)$$

где  $p$  – среднее давление под подошвой фундамента, кПа;  $p_{sl,i}$  – начальное просадочное давление, МПа;  $p_0$  – давление, равное 0,10 МПа.

При **промежуточных** значениях ширины подошвы фундамента ( $3 \text{ м} < b < 12 \text{ м}$ ) значение коэффициента  $k_{sl,i}$  определяется по интерполяции. Суммирование просадки по формуле производится в пределах просадки грунтов при неполном водонасыщении и замачивании части основания под фундаментом. Эти расчеты имеют сравнительно невысокую точность, поэтому чаще всего просадка основания рассчитывается при полном замачивании грунтов основания.

#### **Устранение просадочности лёссовых грунтов:**

- предварительное замачивание лёссовых грунтов;
- поверхностные уплотнения грунтов;
- глубинное уплотнение лёсса грунтовыми сваями;
- устройство грунтовых подушек;
- силикатизация грунтов;
- термическая обработка грунта.

Проектирование свайных фундаментов на просадочных грунтах следует производить в соответствии с требованиями раздела 9, СП 24.13330.2011 «Свайные фундаменты. Актуализированная редакция СНиП 2.02.03–85».

## **5.2. Устойчивость грунтов оснований при динамических воздействиях**

**Источники колебаний грунта.** Основными источниками колебаний являются: работа стационарно установленных неуравновешенных машин и механизмов, движение различных видов транспорта, механизированное выполнение строительных работ, взрывные работы, сейсмические воздействия, порывы ветра, удары волн.

Большая часть источников колебаний характеризуется ударным воздействием. Одиночный ударный импульс вызывает свободные колебания системы «грунт–сооружение», периодические импульсы –

вынужденные колебания. По мере распространения колебаний в грунте происходит их затухание, которое принято оценивать коэффициентом относительного демпфирования.

Характер и интенсивность колебаний при движении транспорта зависит от состояния дорожного покрытия или рельсового пути.

Значительные колебания возникают в грунте при выполнении строительных работ (забивка свай, шпунта, применение шар- или клин-молота для разработки мерзлого грунта или разрушения старых фундаментов). Такие колебания не только неприятны для проживающих в соседних домах, но могут приводить к дополнительной осадке зданий, в результате чего в конструкциях появляются трещины, происходят вывалы кирпичей, перемычек и сборных элементов, имеющих малую глубину опор. Обычно допускается забивать сваи не ближе 20 м от существующих зданий.

Наибольшую, а главное постоянную, неприятность доставляет работа неуравновешенных машин и механизмов, которые передают колебания через грунт на значительные расстояния. Такая вибрационная нагрузка даже сравнительно небольшой интенсивности иногда может вызвать значительные колебания отдельных конструкций и даже всего сооружения. Это объясняется возникновением явления *резонанса* при совпадении частоты возмущающей силы с частотой собственных колебаний этих конструкций или всего сооружения.

**Явления, происходящие в грунте при динамических воздействиях.** Известно, что наличие в любой сплошной среде источника колебаний вызывает возникновение вокруг него продольных и поперечных волн. Строителей эти волны интересуют, в частности, в отношении их распространения в грунтовой среде.

В пределах массива грунта и скальных пород импульсный источник колебаний вызывает возникновение продольных волн (сжатия

и растяжения), создающих колебания частиц среды в направлении распространения волн и поперечных волн, или волн сдвига, создающих колебания частиц среды в направлении, перпендикулярном направлению распространения волн. Кроме того, возникают поверхностные волны, перемещающиеся параллельно поверхности земли преимущественно в поверхностном слое. Такие волны иногда называют *волнами Рэлея*. Следовательно, в качестве одного из явлений, происходящих в грунте при динамических воздействиях, можно отметить распространение волн от источников колебаний.

Если бы грунты были идеально упругими телами, то волны от источников колебаний распространялись бы в них на значительное расстояние. Однако, как показывают эксперименты, колебания грунта по мере удаления от источника колебаний затухают. Наиболее интенсивное затухание колебаний наблюдается в сухих и маловлажных грунтах. При насыщенных водой пылевато-глинистых грунтах процесс затухания существенно слабее, и волны могут распространяться на большие расстояния. Интенсивность затухания колебаний зависит также от частоты возмущающей силы: при высокой частоте затухание колебаний происходит более интенсивно.

Результатом передачи грунтом колебаний на сооружение являются колебательные движения отдельных конструкций и сооружения в целом. В большинстве случаев эти колебания незначительны. Амплитуда их измеряется микронами и даже долями микрона. Однако человеческий организм остро воспринимает такие колебания и болезненно реагирует на них. Если же отдельная конструкция или сооружение испытывают резонанс, то возникают значительные колебания, амплитуда которых может достигать нескольких миллиметров. При колебаниях конструкций с амплитудой даже в десятые доли миллиметра создаются условия, недопустимые для организма человека. Это

необходимо учитывать при проектировании фундаментов источников колебаний, в частности фундаментов под машины.

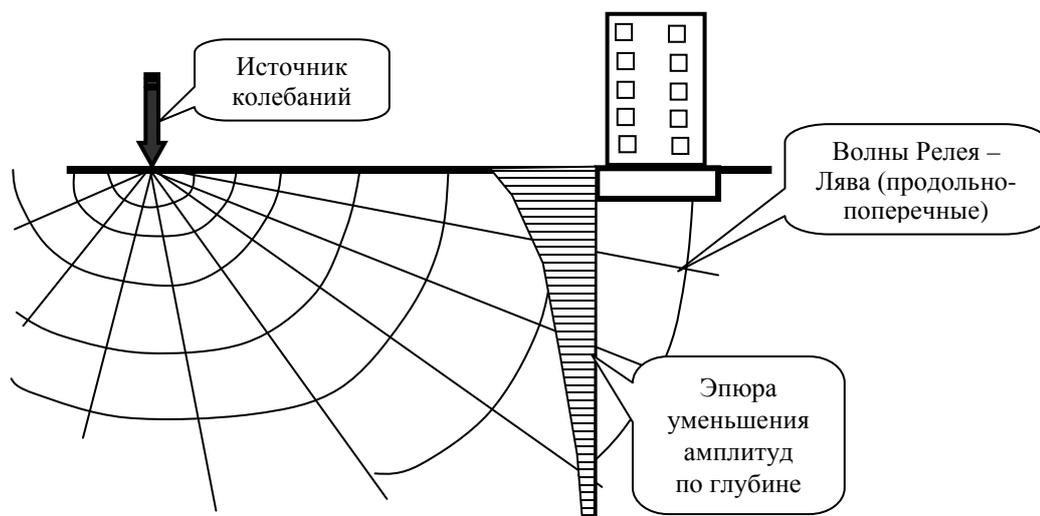


Рис. 5.2. Распространение колебаний в массиве грунта

Ранее уже отмечалась способность песков уплотняться при динамических воздействиях. При определенной их интенсивности возможны нежелательные последствия в виде дополнительной осадки фундаментов. Уплотнение грунта при постоянной интенсивности динамических воздействий носит затухающий характер. Фундаменты, расположенные на неодинаковом расстоянии от источника колебаний, будут получать различную осадку.

Кроме того, колебания вызывают в грунте напряжения, которые вместе с напряжениями от статических нагрузок могут привести к увеличению зон сдвигов под существующими фундаментами и вызвать дополнительные осадки вследствие выдавливания грунта из этих зон в стороны. Наконец, при определенной интенсивности динамических воздействий происходит разжижение насыщенных водой песков. Это явление нередко приводит к полной потере устойчивости грунта основания. В таком случае возможны провальные осадки сооружений.

### **5.3. Фундаменты при динамических воздействиях от промышленного и хозяйственного оборудования**

Проектирование фундаментов при динамических воздействиях от промышленного и хозяйственного оборудования следует производить в соответствии с требованиями СП 26.13330.2012 «Фундаменты машин с динамическими нагрузками. Актуализированная редакция СНиП 2.02.05-87».

**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-поступательным 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. Это объясняется возникающим резонансом при совпадении частоты колебаний неуравновешенных машин и механизмов с частотой собственных колебаний этих конструкций или всего сооружения.

Фундаменты проектируются из условия ограничения амплитуды колебания системы **машина + фундамент**.

$$A \leq A_{\text{доп}}, \quad (5.5)$$

$A_{\text{доп}} = 0,1 - 0,3$  мм – предельно допустимые амплитуды колебаний назначаются в зависимости от вида машины, ее обслуживания, возможности безопасной работы человека.

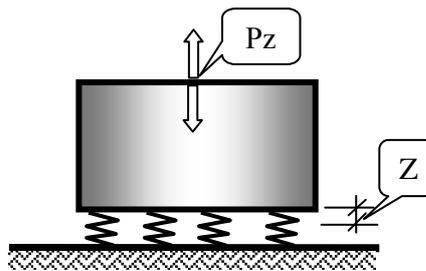
В первом приближении, при условии совмещения центра тяжести фундамента и машины, данную систему можно принять за одну

материальную точку. Тогда в плоской постановке данная система будет иметь три вида колебаний:

– вертикальное; горизонтальное и вращательное.

а) Если определяющими являются вертикальные колебания, то дифференциальное уравнение колебаний может быть записано следующим образом:

$$mZ'' + P_z = 0. \quad (5.6)$$



При решении данного уравнения получим амплитуду вертикальных колебаний

$$A_z = \frac{P_z}{K_z - m\omega^2}, \quad (5.7)$$

где  $P_z$  – вертикальная составляющая возмущающих сил;

$K_z$  – коэффициент жесткости основания при упругом равномерном сжатии, т/м;  $K_z = C_z \cdot F$ ;

$C_z$  – коэффициент упругого равномерного сжатия, т/м<sup>3</sup>;

$m$  – масса фундамента и машины, т;

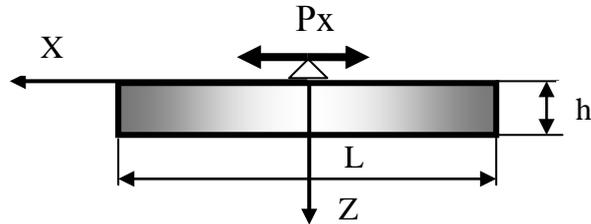
$\omega$  – угловая скорость (частота), рад./с.

б) При горизонтальной возмущающейся силе (в случае распластанного фундамента,  $L/h > 3$ ), будем иметь:

$$A_x = \frac{P_x}{K_x - m\omega^2}, \quad (5.8)$$

где  $K_x = C_x \cdot F$  – коэффициент жесткости основания при сдвиге фундамента по подошве;

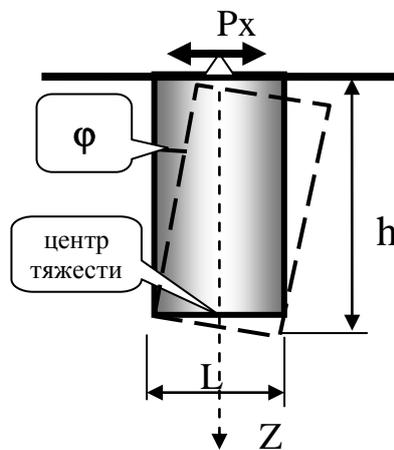
$C_x = 0,7 \cdot C_z$  – коэффициент упругого равномерного сдвига.



в) При горизонтальной возмущающейся силе (в случае высокого фундамента  $L/h < 2$ ), будем иметь:

$$A_\varphi = \frac{M}{K_\varphi - Q\omega^2}; \quad K_\varphi = C_\varphi \cdot I; \quad C_\varphi = 2 \cdot C_z, \quad (5.9)$$

где  $K_\varphi$  – коэффициент жесткости основания при упругом повороте;  $I$  – момент инерции подошвы фундамента;  $Q$  – момент инерции массы фундамента и машины;  $M$  – возмущающий момент относительно центра тяжести;  $A_z$ ,  $A_x$ ,  $A_\varphi$  – амплитуды, соответственно вертикальных, горизонтальных и вращательных колебаний (поворота).



Таким образом, динамические воздействия на грунты вызывают: распространение волн с затуханием их по мере удаления от источника колебаний; явление резонанса в отдельных конструкциях и сооружениях при совпадении частот свободных и вынужденных колебаний; уплотнение несвязных грунтов; изменение напряженного состояния грунтов, которое может вызвать развитие зон сдвигов и даже общую потерю устойчивости грунтов в основании; разжижение несвязных грунтов, насыщенных водой, с превращением их в тяжелую жидкость.

#### **5.4. Фундаменты при сейсмических воздействиях**

Проектирование фундаментов при сейсмических воздействиях следует производить в соответствии с требованиями СП 14.13330.2011 «Строительство в сейсмических районах. Актуализированная редакция СНиП II-7-81\*».

Сейсмические воздействия на фундамент обусловлены землетрясениями, происходящими в результате тектонических разломов в земной коре. От гипоцентра во всех направлениях распространяются упругие колебания, характеризующиеся сейсмическими волнами (продольными, поперечными и поверхностными). Сейсмические воздействия вызывают колебания зданий и сооружений, которые приводят к появлению в элементах надземных конструкций сил инерции. На величину последних решающее влияние оказывает интенсивность землетрясения, измеряемая балльностью.

Сейсмические воздействия, как и любые динамического характера нагрузки на основания, приводят к изменению свойств грунтов: увеличивается сжимаемость, особенно несвязных грунтов; уменьшается их предельное сопротивление сдвигу, вследствие вызванного вибрацией уменьшения трения между частицами. Импульс-

ные воздействия средней величины могут вызвать дополнительные осадки и просадки оснований, а импульсы значительной величины – разрушение структуры грунтов, уменьшение их прочности, потерю устойчивости оснований. При определенных условиях может происходить разжижение водонасыщенных песчаных оснований, приводящее к полному исчерпыванию их несущей способности. Эти изменения строительных свойств грунтов и специфический характер взаимодействия сооружения с основанием определяют особенности проектирования фундаментов в условиях сейсмических воздействий.

В России принята 12-балльная шкала оценки силы землетрясения. Вся территория России поделена на отдельные районы по сейсмичности, но даже в пределах одного района сейсмичность может быть различной в зависимости от грунтовых условий.

Во многих районах выполнено микросейсмирование (повышение или понижение сейсмичности на 1 балл, которое санкционируется Госстроем).

Сейсмичность площадки в зависимости от категории грунта приведена в табл. 5.1. Сейсмические воздействия при проектировании учитываются при интенсивности сейсмических колебаний 7, 8 и 9 баллов. При интенсивности более 9 баллов строительство возможно только по разрешению вышестоящих органов в соответствии с утвержденными требованиями.

По сейсмическим свойствам грунты разделяются на три категории:

Таблица 5.1

Категория грунта по сейсмическим свойствам	Сейсмичность площадки строительства, баллы при сейсмичности района		
	7	8	9
I	6	7	8
II	7	8	9
III	8	9	9

**I категория:** скальные грунты всех видов (в том числе вечномерзлые и вечномерзлые оттаявшие); невыветрелые и слабыветрелые; крупнообломочные грунты плотные маловлажные из магматических пород, содержащие до 30% песчано-глинистого заполнителя; выветрелые и сильновыветрелые скальные и нескальные твердомерзлые (вечномерзлые) грунты при температуре  $-2^{\circ}\text{C}$  и ниже при строительстве и эксплуатации по принципу 1 (сохранение грунтов основания в мерзлом состоянии);

**II категория:** скальные грунты выветрелые и сильновыветрелые (в том числе, вечномерзлые, кроме отнесенных к I категории); крупно-обломочные грунты (за исключением отнесенных к I категории); пески гравелистые, крупные и средней крупности, плотные и средней плотности маловлажные и влажные; пески мелкие и пылеватые плотные и средней плотности маловлажные; глинистые грунты с показателем текучести  $I_L \leq 0,5$  при коэффициенте пористости  $c < 0,9$  для глин и суглинков, и  $e < 0,7$  для супесей; вечномерзлые нескальные грунты пластичномерзлые или сыпучемерзлые, а также твердомерзлые при температуре выше  $-2^{\circ}\text{C}$  при строительстве и эксплуатации по принципу 1;

**III категория:** пески рыхлые независимо от влажности и крупности; пески гравелистые, крупные, средней крупности плотные и средней плотности водонасыщенные; пески мелкие и пылеватые плотные и средней плотности, влажные и водонасыщенные; глинистые грунты с показателем текучести  $I_L > 0,5$ ; глинистые грунты с показателем текучести  $I_L \leq 0,5$  при коэффициенте пористости  $e \geq 0,9$  для глин и суглинков и  $e \geq 0,7$  – для супесей; вечномерзлые нескальные грунты при строительстве и эксплуатации по принципу II (допущение оттаивания грунтов основания).

При неоднородном составе грунты площадки строительства относятся к более неблагоприятной категории грунта по сейсмическим

свойствам, если в пределах 10-метровой толщи грунта (считая от планировочной отметки) слой, относящийся к этой категории, имеет суммарную толщину более 5 м.

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:

$$\sigma = \pm \frac{1}{2\pi} \cdot k_c \cdot \gamma \cdot C_p \cdot T_0; \quad \tau = \pm \frac{1}{2\pi} \cdot k_c \cdot \gamma \cdot C_s \cdot T_0, \quad (5.10)$$

где  $k_c$  – коэффициент сейсмичности (при 7 баллах  $k_c = 0,025$ ; при 8 баллах – 0,05 и при 9 баллах – 0,1);  $\gamma$  – 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

$$S_{ik} = G_k \cdot \gamma_n \cdot k_c \cdot \beta_i^0 \cdot \eta_{ik} \quad (5.11)$$

где  $G_k$  – вес элемента сооружения, отнесенный к узловой точке  $k$ ;  $\gamma_n$  – коэффициент, зависящий от класса сооружения (принимается в пределах 1–1,5);  $\beta_i^0$  – коэффициент динамичности;  $\eta_{ik}$  – 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. 5.3, 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. 5.3, 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 опирать 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 сваи.

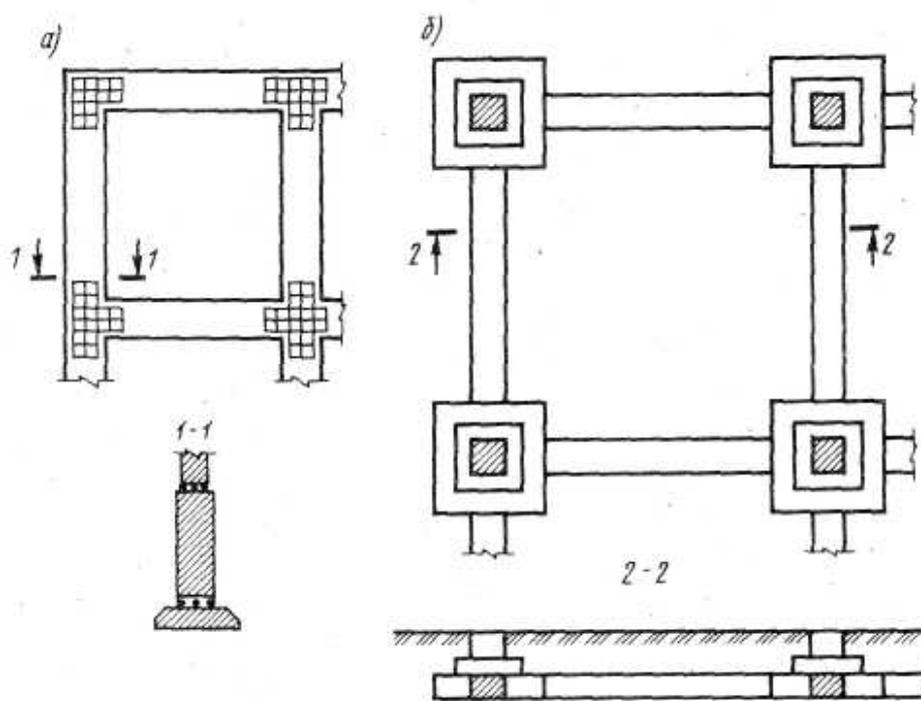


Рис. 5.3. Схемы фундаментов в сейсмических районах  
 а – фундаменты из перекрестных лент; б – фундаменты с железобетонными вставками

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 предвари-

тельного 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.

## **6. ОБСЛЕДОВАНИЕ И УСИЛЕНИЕ ОСНОВАНИЙ И ФУНДАМЕНТОВ. РАСЧЕТ ФУНДАМЕНТОВ С ИСПОЛЬЗОВАНИЕМ ЭВМ**

### **6.1. Обследование оснований и фундаментов**

Фундаменты зданий представляют собой малоизнашиваемые конструкции и при нормальном исполнении и эксплуатации срок их службы превышает срок службы верхнего строения.

Однако при проведении реконструкции, ремонтных работ и реставрации зданий и сооружений старой постройки, действующих предприятий и производств, одной из главных задач, стоящих перед строителями, является определение состояния существующих несущих конструкций, способность их воспринимать действующие и дополнительные, возникающие в ходе реконструкции нагрузки и, в конечном счете, выбор, в случае необходимости, способа их усиления.

Также в процессе эксплуатации зданий и сооружений, во многих случаях происходят деформации несущих конструкций, вызываемые различными причинами. Одной из наиболее распространенных причин деформаций являются неравномерные осадки, которые, в свою очередь, вызывают деформации и разрушения несущих конструкций – стен, колонн, перекрытий, сводов, перемычек оконных и

дверных проемов и др. Неравномерные осадки зданий и сооружений могут быть вызваны многими факторами. В связи с этим одной из основных проблем, решаемых при реконструкции зданий, является выбор рационального метода усиления оснований и фундаментов.

Для зданий и сооружений, находящихся в аварийном состоянии, очень важным является выяснить причины, вызывающие их разрушение. С этой целью производится обследование, которое должно установить:

- конструкцию и конструктивные размеры здания;
- характер и величину накопленных деформаций здания и его конструктивных элементов;
- износ и остаточную прочность материалов конструкций;
- залегание, прочностные и деформационные свойства грунтов основания и их изменение за период строительства и эксплуатации;
- историю развития деформаций;
- категорию износа здания.

Перечисленные задачи решаются следующими способами.

Конструкция, конструктивные размеры и конструкционные материалы здания устанавливаются по проектным материалам первоначального строительства и имевших место реконструкций. При отсутствии или неполноте проектных материалов выполняется обмер конструкций и помещений, по мере необходимости выполняется вскрытие перекрытий, обнажение арматуры железобетонных элементов, откопка шурфов для обследования фундаментов.

Характер и величина накопленных деформаций здания и его конструктивных элементов устанавливаются путем визуального осмотра фасадов и внутренних помещений с зарисовкой и фотофиксацией трещин, искажений формы и положения конструктивных элементов. Для измерения прогиба балок, наклона стен, полов исполь-

зуются нивелировки, тахеометрия. Ценную информацию о деформациях протяженных зданий может дать нивелировка первоначально горизонтальных линий, например, верха цоколя или низа оконных проемов первого этажа.

Износ и остаточная прочность материалов конструкций устанавливается прямыми и косвенными методами: отбираются образцы кирпича, кладочного раствора, других материалов для лабораторных испытаний. Вскрывается арматура железобетонных элементов, и измеряется изменение ее сечения вследствие коррозии. Прочность материалов в конструкциях определяется неразрушающими ударными и ультразвуковыми методами.

Залегание, прочностные и деформационные свойства грунтов основания, уровень и состав подземных вод к началу строительства устанавливаются по материалам инженерно-геологических изысканий, на основании которых выполнялся проект. Изменение свойств за период строительства и эксплуатации устанавливается в процессе обследования: проводятся лабораторные анализы и испытания образцов грунтов, отобранных из шурфов, скважин. Полезным может оказаться статическое зондирование грунтовой толщи. Для оценки состояния грунтов до глубины 1,5–2,0 м вблизи фундамента или под его подошвой, особенно при работе в шурфе или в подвале, удобно использовать ручной динамический зонд. Выполнение этого раздела обследования должно установить вид и свойства грунтов под фундаментами здания, прежде всего – под теми, которые получили деформации.

История развития деформаций, если таковые имели место, выясняется по материалам эксплуатационных служб и по опросу свидетелей. Следует выяснить хронологическую связь появления деформаций с воздействиями на грунтовое основание: обычно деформации связаны с периодом строительства, надстройкой, аварийными протеч-

ками водопровода или системы отопления, близким новым строительством.

Категория износа здания устанавливается по материалам выполненного обследования. Категория износа может устанавливаться в соответствии с положениями ГОСТ Р 53778-2010 «Здания и сооружения. Правила обследования и мониторинга технического состояния».

На основании материалов обследования выполняется геотехнический анализ ситуации, в котором выявляются причины и механизм появления деформаций, дается прогноз их развития в дальнейшем, делается вывод о необходимости усиления фундаментных конструкций и верхнего строения, даются предпроектные рекомендации по способам усиления и по мониторингу – наблюдениям за изменяющимися параметрами (нагрузками, уровнем грунтовых вод, осадками, раскрытием трещин и т. д.).

## **6.2. Возможности увеличения нагрузок, передаваемых на фундаменты без их усиления**

Реконструкция различных зданий и сооружений часто приводит к увеличению давлений, передаваемых фундаментами на основание. Однако даже в том случае, когда давления превышают расчетные, определенные в свое время при проектировании данного здания и сооружения, это не всегда требует усиления фундаментов.

Принятые в некоторых странах значения допустимых давлений на грунты в некоторых случаях на 30–40% выше российских, что указывает на возможные имеющиеся резервы.

Возможно, повышение допустимого давления на 20% при осадках меньше 40% от предельно допустимых.

Значение  $R$  по СП 22.13330.2011 «Основания зданий и сооружений». Актуализированная редакция СНиП 2.02.01-83\*» зависит от коэффициента  $\gamma_{c2}$ , который в свою очередь зависит от соотношения длины к высоте здания или сооружения  $L/H$ . Изменение этого отношения может дать повышение давления на 10–20%.

Также во время длительной эксплуатации зданий и сооружений основания претерпевают различные изменения. Работу основания под действием длительных нагрузок от сооружений было бы неправильно характеризовать одним лишь процессом уплотнения грунта, внешне проявляющимся в виде осадки сооружения. Наряду с уплотнением грунта в основании происходят и более сложные явления, приводящие к изменению прочностных свойств грунта. Установлено, что все процессы в основании как качественно, так и количественно зависят от времени действия нагрузки, ее интенсивности и ряда других факторов.

В 30-е годы в Ленинграде работала Постоянная комиссия по изучению возможности повышения давлений на грунты в зависимости от срока службы сооружения. Практика работы комиссии позволила сделать вывод, что повышение нагрузок возможно для глинистых грунтов – на 20–30%, песков средней крупности – на 40–60% и крупных песков – до 100%.

С 1947 года в транспортном строительстве допускалось увеличивать давление на фундаменты до 25%, если они прослужили не менее 20 лет и не имеют дефектов. СНиП II-Б.1–62 также разрешалось повышать допустимое давление на грунт под существующими фундаментами до 20% при достаточной их прочности.

В СНиПах 1974 и 1983 гг. конкретных рекомендаций по увеличению возможного расчетного давления на грунты оснований эксплуатируемых зданий не дается. В то же время успешный опыт надстроек без усиления фундаментов и искусственного упрочнения грун-

тов основания показывает, что давление на грунты оснований почти всегда можно повышать и при этом в весьма существенных границах.

Для предварительных расчетов, определяющих возможность надстройки зданий, новое допускаемое давление на уплотненные грунты основания  $R'$  Е. В. Поляков (1972 г.) и В. К. Соколов рекомендуют определять по формуле

$$R' = kR^H, \quad (6.1)$$

где  $R^H$  – нормативное (расчетное) сопротивление грунта основания, определяемое как для нового строительства, МПа;  $k$  – коэффициент увеличения сопротивления грунта, зависящий от отношения  $p_0/R^H$  (здесь  $p_0$  – фактическое давление на грунты оснований до надстройки, МПа),  $k$  принимается от 1 до 1,5 тем больше, чем больше соотношение  $p_0/R^H$ .

Коэффициент увеличения сопротивления грунта  $k$  применяется при следующих условиях:

- срок службы надстраиваемого здания не менее трех лет – для песчаных грунтов, пять лет – для супесей и суглинков и восемь лет – для глин;
- здание не должно иметь трещин, деформаций и прочих показателей неравномерной осадки.

Несколько другая формула приведена профессором П. А. Коноваловым. При длительной эксплуатации допустимое новое давление на грунты оснований существующих фундаментов вычисляют по формуле

$$R' = R^H \cdot m \cdot k, \quad (6.2)$$

где  $R$  – расчетное сопротивление, найденное как для нового строительства;  $m$  – коэффициент, учитывающий изменение физико-

механических свойств грунтов оснований за период эксплуатации здания;  $k$  – коэффициент, определяемый отношением расчетной осадки при давлении, равном расчетному  $S_K$  к предельно допустимой осадке  $S_{пр ср}$ .

Коэффициент  $m$  зависит от отношения давления на основание до надстройки  $P_0$  к расчетному сопротивлению  $R$ . При  $P_0/R$  более 80%,  $m = 1,3$ , при 70–80% – 1,15, менее 70% – 1. Коэффициент  $k$  принимается по таблице 6.1.

Таблица 6.1

Грунты	Значения коэффициента
пески крупные и средней крупности	1,4
пески мелкие	1,2
пески пылеватые	1,1
Пылевато-глинистые:	
$I_L \leq 0$	1,2
$I_L \leq 0,5$ (при сроке эксплуатации более 15 лет)	1,1

### 6.3. Методы усиления фундаментов и оснований

Все приемы усиления оснований и фундаментов можно подразделить на три группы: 1) изменение условий передачи давления на грунт; 2) увеличение прочности кладки фундамента; 3) увеличение прочности и уменьшение деформативности грунтов в основании.

#### Инъекционное укрепление бутовых фундаментов

Применяется для восстановления связности кладки фундамента. В первую очередь на участке поверхности фундаментов выше поверхности грунта расчищаются швы бутовой кладки и зачеканиваются вы-

сокомарочным песчано-цементным раствором. Затем в теле фундамента с шагом 1,2...2,5 м пробуриваются шпуров первой очереди (рис. 6.1).

Обычно для бурения используются пневматические перфораторы. В шпур вводится иньектор с распорным пакером в устьевой части шпура и подается цементный раствор текучей консистенции с водоцементным отношением в/ц ~ 0,6/1.

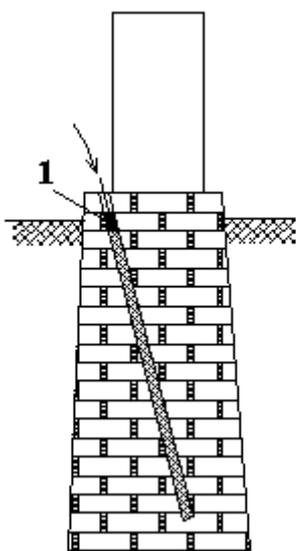


Рис. 6.1. Иньекционное укрепление бутовой кладки фундамента: 1 – пакер

цементным отношением в/ц ~ 0,6/1. При использовании пластифицирующих добавок водоцементное отношение может быть снижено до в/ц ~ 0,4/1. Подача раствора продолжается до его появления в устье соседнего шпура или при подъеме давления до 0,2...0,3 МПа.

После иньектирования шпуров первой очереди в промежутках между ними пробуриваются такие же шпуров второй очереди и иньектируются в том же порядке.

### Увеличение опорной площади фундамента

Популярные схемы увеличения опорной площади фундаментов изображены на рис. 6.2.

Схема *a* передает нагрузку от стены 1 на бетонную обойму 7 через поперечные балки 4, установленные с интервалом 1–2 м в отверстия, разделанные в верхней части фундамента. Продольные балки 2 устанавливаются в штрабы, выбранные в стене, в случае если прочность стен недостаточна для непосредственной передачи нагрузки на поперечные балки. Достоинством схемы является возможность выполнения работ в относительно узких траншеях вдоль фундамента;

недостаток заключается в трудоемких работах по разделке отверстий под поперечные балки.

Недостатком схемы *б* является необходимость установки анкеров 9, что требует бурения горизонтальных отверстий из достаточно широкой траншеи.

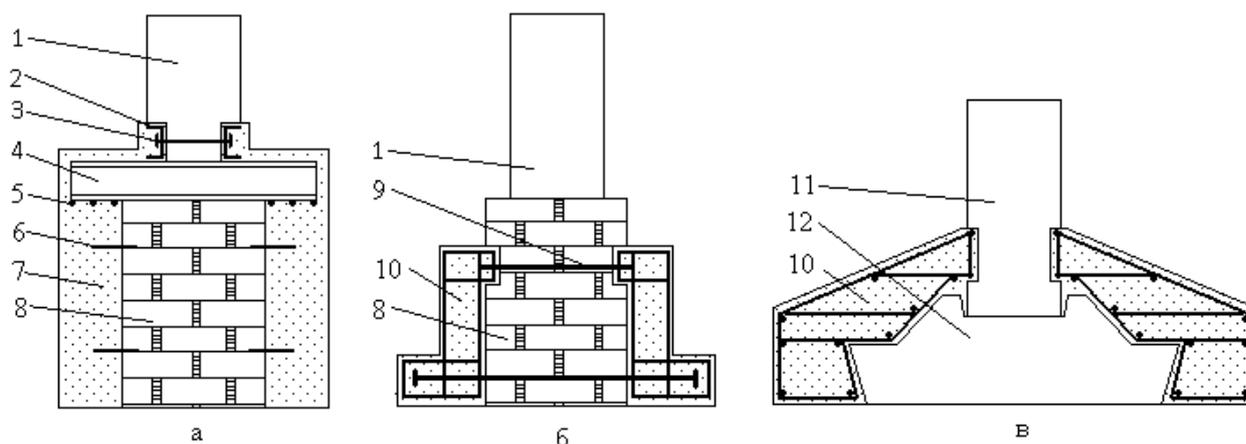


Рис. 6.2. Увеличение опорной площади фундамента:

*а* – ленточного с подведением стальных балок; *б* – ленточного с устройством штраб и анкеров; *в* – отдельно стоящего сборного: 1 – стена; 2 – продольная балка; 3 – болт; 4 – поперечная балка; 5 – продольная арматура; 6 – забивные анкеры; 7 – бетонная обойма; 8 – бутовая кладка; 9 – анкер; 10 – железобетонная обойма; 11 – колонна; 12 – фундаментная подушка

Увеличение опорной площади фундаментных подушек под колонны по схеме *в* достигается относительно просто. Боковые грани фундаментной подушки и защитный слой бетона в нижней части колонн скалываются до обнажения арматуры, с которой сваривается арматура устраиваемой железобетонной обоймы.

Общим недостатком увеличения опорной площади фундаментов является опирание уширения на неуплотненный грунт, вследствие чего обойма начинает передавать нагрузку на грунт лишь после дополнительной осадки фундамента.

### **Усиление фундаментов мелкого заложения сваями**

Схема, изображенная на рис. 6.3,а, предусматривает устройство вдоль фундамента рядов буровых или вдавливаемых свай. Головы свай объединяются ростверками 1, которые связываются с телом фундамента. При устройстве свай нет необходимости откапывать траншеи до подошвы фундамента.

*Буровые сваи* усиления обычно имеют диаметр 150...200 мм. Скважины в неустойчивых грунтах бурятся под глинистым раствором и заполняются бетоном на мелкозернистом заполнителе сквозь буровой став или бетонолитную трубу до полного вытеснения глинистого раствора и появления бетона в устье скважины.

При устройстве свай весь процесс закачки бетона до полного заполнения скважины должен осуществляться при расположении нижнего конца бетонолитной трубы на расстоянии не более 0,5 м от забоя скважины (в начальный момент закачки нижний конец бетонолитной трубы должен располагаться непосредственно на забое скважины). Диаметр бетонолитных труб должен быть не менее 40 мм.

В заполненную бетоном скважину погружается арматурный каркас, который при диаметре скважины до 150 мм и нагрузке на сваю до 200 кН может состоять из одного центрального стержня. Каркас погружается последовательно свариваемыми секциями.

При использовании *вдавливаемых свай* в первую очередь изготавливаются ростверки с отверстиями для пропуска свай 5 (рис. 6.3,б). Если отверстия для пропуска свай сделать конически расширяющимися к низу, то это упростит сочленение свай с ростверком. Сваи устраиваются путем последовательного вдавливания отрезков стальных труб диаметром 150...200 мм длиной 0,8...1,5 м. Отрезки труб по мере вдавливания свариваются. По достижении заданной глубины или усилия вдавливания труба и отверстие в ростверке заполняются бетоном. Усилие вдавливания и несущая способность свай могут достигать 500 кН.

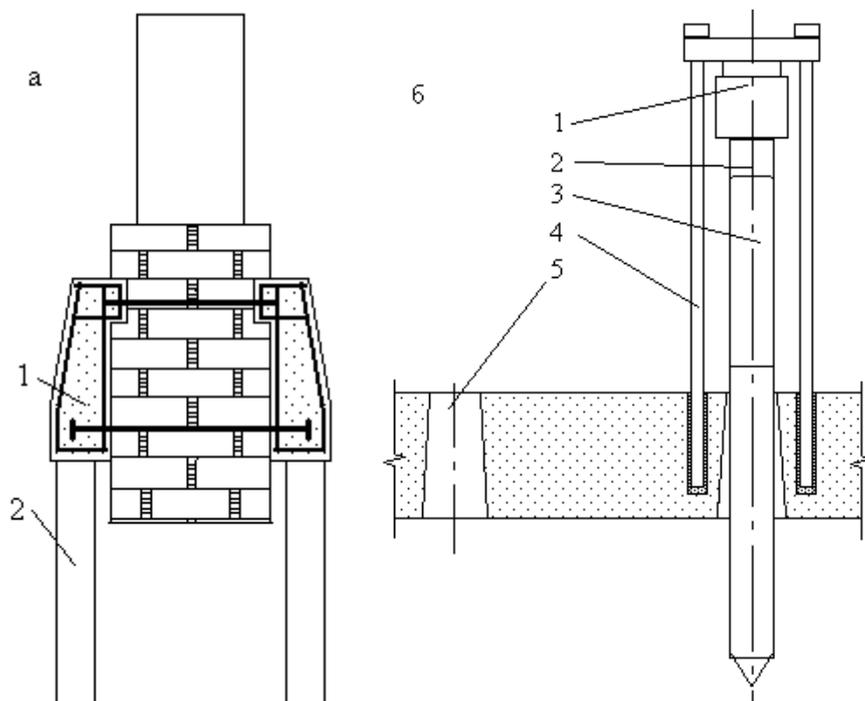


Рис. 6.3. Усиление фундамента сваями: а – схема усиления; б – схема вдавливания сваи: 1 – гидравлический домкрат; 2 – сменный вкладыш; 3 – отрезок вдавливаемой трубы; 4 – анкерная тяга; 5 – отверстие в ростверке

Ниже уровня подземных вод в малопроницаемых глинистых грунтах, где скорость коррозии металла мала, труба вдавливаемой сваи может рассматриваться как арматура, и дополнительного армирования не требуется.

*Буринъекционные сваи* обычно устраиваются с заделкой голов в существующие фундаменты (рис. 6.4). Первоначально в теле фундамента 2 пробуривается скважина глубиной 0,5...0,8 м, в которую бетонируется труба-кондуктор 1 с внутренним диаметром больше диаметра сваи. Сквозь кондуктор бурится основная скважина, и устраивается буровая свая 3 в вышеизложенном порядке.

После заполнения скважины твердеющим раствором и установки арматурного каркаса в проектное положение производится опрессовка сваи.

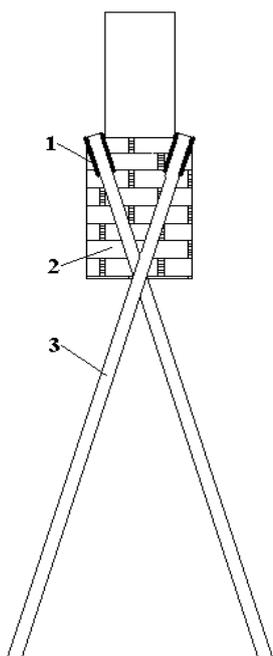


Рис. 6.4. Усиление буроинъекционными сваями: 1 – труба-кондуктор; 2 – существующий фундамент; 3 – буроинъекционные сваи

Для опрессовки в верхней части трубы-кондуктора устанавливается тампон, и через иньектор нагнетается раствор под давлением 0,2–0,3 МПа в течение 1–3 минут.

Как правило, усиление фундамента сваями позволяет свести к минимуму динамические нагрузки на грунт. Благодаря этому данная технология является оптимальной для использования в условиях плотной городской застройки, где любые вибрации могут привести к разрушению фундаментов близстоящих зданий.

### **Подведение фундаментной плиты**

Подведение фундаментной плиты начинается с разделки штрабы для заделки плит по контуру в каждом подвальном помещении (рис. 6.5). Глубина штрабы определяется расчетом на скалывание кладки фундамента, но должна быть не менее 15 см. Заделка плит только в штрабы обеспечивает их шарнирное сочленение. Если необходимо жесткое сочленение плит в соседних помещениях, то в фундаменте с шагом 1...2 м разделяются сквозные отверстия, сквозь которые пропускаются двутавровые балки 3. К балкам приваривается арматура плиты. Толщина устраиваемых фундаментных плит 200...400 мм.

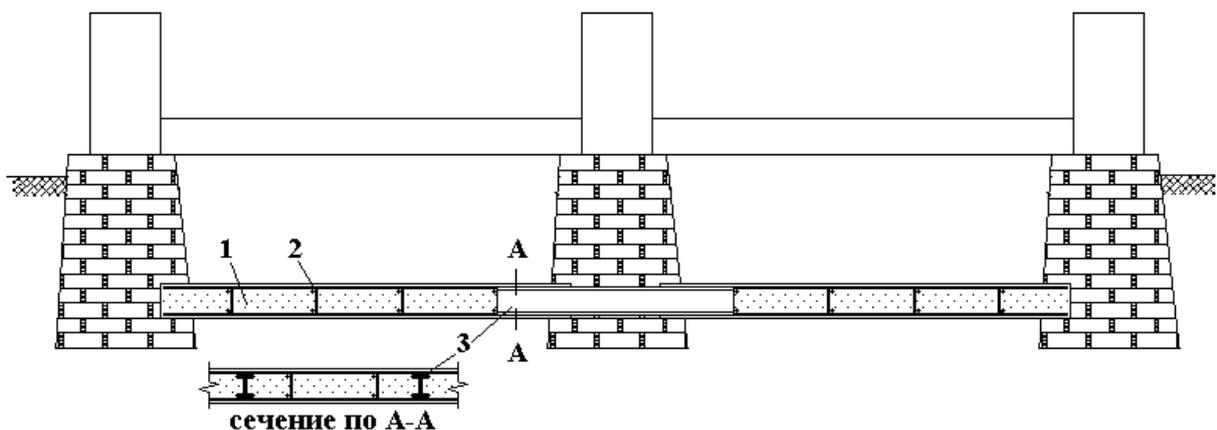


Рис. 6.5. Подведение фундаментной плиты: 1 – бетон; 2 – арматура; 3 – балка

### Вдавливание существующих свай

Вдавливание – один из наиболее щадящих способов погружения свай.

В отличие от способа забивки он практически не оказывает динамического воздействия на массив грунта. Для вдавливания существующих свай (рис. 6.6) откапывается приямок под ростверк, вырубается отрезок сваи для размещения гидравлического домкрата, и отрезок за отрезком свая наращивается сверху стальными трубами, которые свариваются между собой и по завершении вдавливания заполняются бетоном.

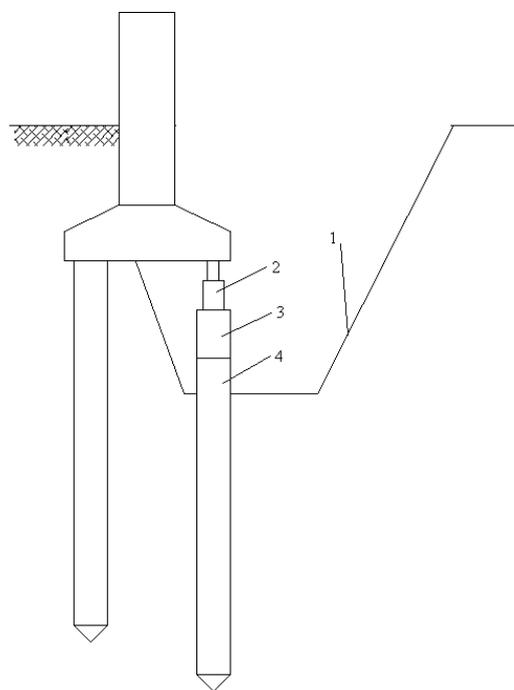


Рис. 6.6. Вдавливание существующих свай: 1 – временный котлован; 2 – гидравлический домкрат; 3 – металлическая труба; 4 – существующая свая

## Углубление подвала

Углубление подвалов – может ощутимо увеличить полезную площадь помещения. Увеличение высоты подвального помещения, требует проведения целого ряда комплексных специальных работ, зависящих от технического состояния здания, фундаментов, конструкции гидроизоляции, гидрогеологических и грунтовых условий и фактического заглубления пола подвала.

Типовая схема углубления подвала ниже подошвы фундаментов приведена на рис. 6.7.

Первоначально подвал откапывается до возможного безопасного уровня 3 – например, на 20 см выше подошвы фундаментов. Затем по контуру подвальных помещений устраивается защитная стена 4 из малоразмерного стального шпунта или сплошного ряда буровых свай. В качестве шпунта может быть использован швеллер №14–18, по секционному погружаемый вдавливанием или пневмоинструментом.

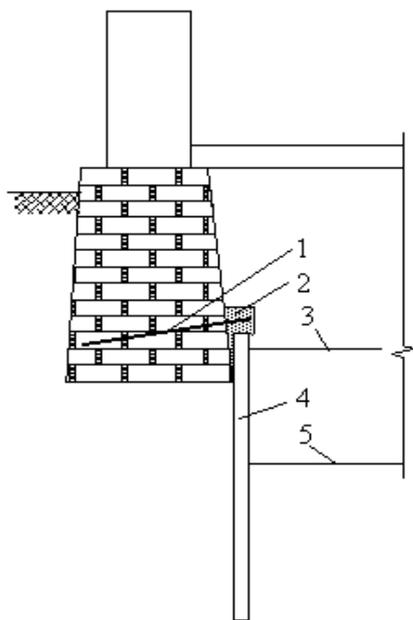


Рис. 6.7. Углубление подвала:

1 – анкер; 2 – ростверк; 3 – уровень первой откопки; 4 – защитная стена; 5 – проектный пол подвала по грунту

По верху стены устраивается ростверк 2, который крепится к стене подвала анкерами 1. Если на защитную стену предусмотрена передача вертикальных нагрузок, то ростверк 2 заглубляется в штрабу в теле фундамента. После устройства стены целесообразно уплотнить грунт под фундаментом инъекцией. Далее пол подвала углубляется до необходимого уровня 5. Также выполнение работ по реконструкции подвалов, предусматривает обязательное восстановление гидроизоляции.

## Выравнивание зданий

Типовая схема подъема просевшей части здания приведена на рис. 6.8.

В стене подвала выбирается положение линии отрыва, и вдоль этой линии с интервалом 1...2 м разделяются ниши для размещения домкратов 1. При необходимости стена над домкратами усиливается стальными или железобетонными балками 2. Рабочая жидкость в каждый домкрат подается индивидуально, подъем здания в каждой точке непрерывно контролируется. В образующуюся щель отрыва подбиваются клинья, а после завершения подъема щель заполняется песчано-цементным раствором.

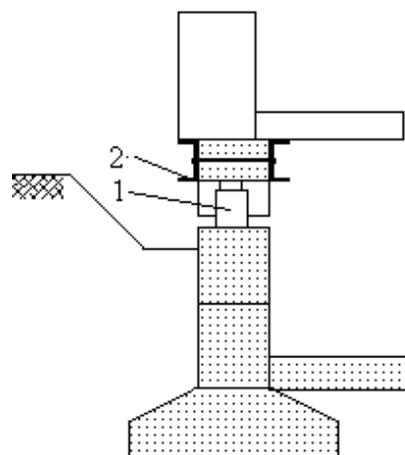


Рис. 6.8. Подъем стены:

1 – домкрат;

2 – балка усиления

## Водопонижение

Схема локального водопонижения приведена на рис. 6.9.

В полу подвала откапывается приямок, в него погружается перфорированная труба 1, и приямок заполняется гравием 2. Из трубы вода откачивается погружным или эжекторным насосом.

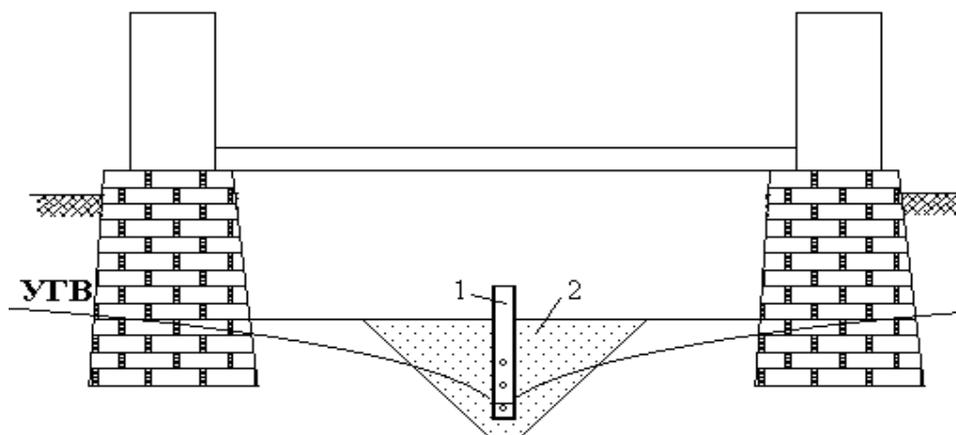


Рис. 6.9. Водопонижение: 1 – перфорированная труба; 2 – гравий

## 6.4. Расчет фундаментов с использованием ЭВМ

В практике проектирования свайных фундаментов все большее значение приобретает применение средств вычислительной техники. При этом используются отдельные прикладные программы, комплексы программ, пакеты прикладных программ (ППП) и системы автоматизации проектных работ (САПР).

САПР являются результатом объединения методического, программного, информационного и технического обеспечения. Как правило, САПР обеспечивает возможность комплексного и систематического применения вычислительной техники пользователями, не специализирующимися в программировании.

Внедрение в практику указанных программных средств позволяет существенно сократить сроки проектирования, снизить себестоимость проектов, повысить качество и эффективность капиталовложений.

Среди наиболее известных программных средств, применяемых для автоматизации проектирования оснований и фундаментов, можно выделить: программы обработки результатов инженерно-геологических изысканий; программы автоматизации расчетов фундаментов различных типов по методикам, реализующим рекомендации строительных норм; программы, обеспечивающие возможность решения задач механики грунтов, оснований и фундаментов на основе нелинейных математических моделей.

Кроме этих групп, в структуре программного обеспечения выделяются сервисные программы, применяемые в той или иной степени во всех перечисленных разделах для формирования и выводов результатов выполнения программ в виде таблиц, графиков, наборов данных на внешних запоминающих устройствах.

Существует также большое количество готовых компьютерных программ, использующих действующие нормативы, которые можно использовать на различных стадиях проектирования свайных фундаментов. Характеристики некоторых из этих программ приведены в табл. 6.2.

Таблица 6.2

Наименование программного продукта	Краткая характеристика программы
<p align="center"><b>Программный комплекс «СТАРКОН» (Фирма «ЕВРОСОФТ»)</b></p>	<p>Автоматизированная система инженерного анализа в строительстве В составе: программный комплекс для расчета строительных конструкций на прочность устойчивость и колебания – STARK ES; электронный справочник-калькулятор – СпИн; пакет программ для расчета и конструирования элементов и узлов строительных конструкций – Пруск</p>
<p align="center"><b>Программа расчета подпорных стен из буронабивных свай «Парус – 3» (ГПИ «Киевский Промстройпроект»)</b></p>	<p>Программа предназначена для расчета подпорных стен из буронабивных свай с вычерчиванием форматок КЖИ для проектируемой сваи, а также для расчета шпунтов и шпунтовых ограждений другой конструкции. В том числе и конструкций типа «стена в грунте»</p>
<p align="center"><b>Проектирование отдельно стоящих фундаментов «ФОК – ПК» (ГПИ «Киевский Промстройпроект»)</b></p>	<p>Программа предназначена для проектирования отдельно стоящих фундаментов под колонны каркасных зданий на естественном, свайном забивном и буронабивном основании</p>

Наименование программного продукта	Краткая характеристика программы
<p><b>Комплексная программа для расчета оснований и конструирования всех видов фундаментов «Фундамент»</b> (ГПКИП Стройэкспертиза)</p>	<p>Программа производит расчет по всем видам предельных состояний (по деформациям, по прочности основания, устойчивости на сдвиг, опрокидывание, отрыв подошвы, сейсмические воздействия, считает частоту собственных и вынужденных колебаний). Имеется модуль конструирования и модуль расчета затрат</p>
<p><b>Система программных средств Structure CAD (SCAD)</b> (Фирма SCAD Soft)</p>	<p>Вычислительный комплекс SCAD – универсальная вычислительная система, предназначенная для прочностного анализа конструкций различного назначения</p>
<p><b>Программный комплекс ЛИРА (ПК ЛИРА)</b> (Научно-исследовательский институт автоматизированных систем в строительстве НИИАСС)</p>	<p>Многофункциональный программный комплекс для расчета, исследования и проектирования конструкций различного назначения.</p> <p>Кроме общего расчета модели объекта на все возможные виды статических нагрузок, ЛИРА автоматизирует ряд процессов проектирования: определение расчетных сочетаний нагрузок и усилий, назначение конструктивных элементов, подбор и проверка сечений конструкций с формированием эскизов чертежей</p>

Рассмотрим подробнее программу «Фундамент» (ГПКИП Стройэкспертиза, г. Тула). Вид загруженной программы представлен на рис. 6.10.

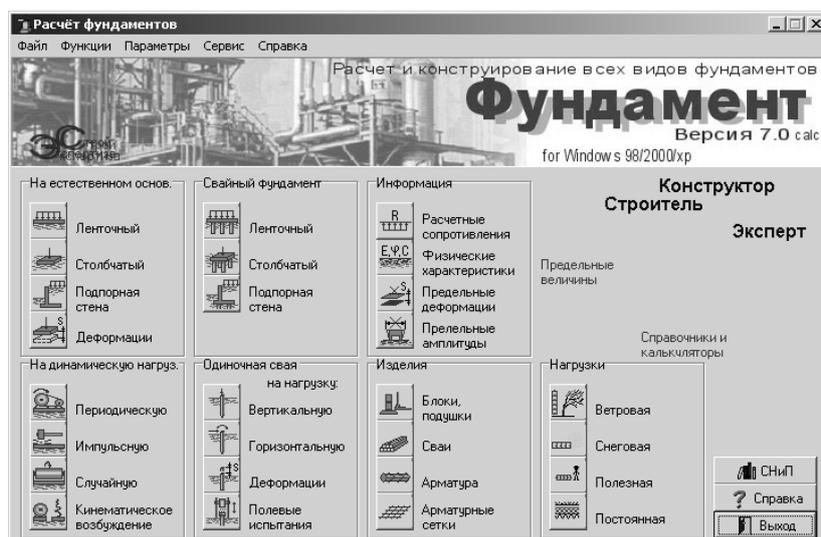


Рис. 6.10. Вид программы «Фундамент»

Программа производит расчет фундаментов:

- ленточных и столбчатых на естественном основании;
- подпорных стен на естественном основании;
- осадки и крена фундаментов на естественном основании;
- просадки фундаментов на естественном основании;
- ленточных и столбчатых свайных фундаментов;
- одиночных свай;
- подпорных стен на свайном основании;
- отдельной сваи на вертикальную и горизонтальную нагрузку;
- балок и плит на грунте;
- плит на сваях.

А также расчет:

- осадки отдельной сваи;
- подъема свай в набухающем грунте;
- несущей способности по результатам полевых испытаний;
- устойчивости различных конструкций на действие сил морозного пучения;
- отрицательного трения грунта в просадочных грунтах II типа просадочности (под собственным весом).

Фундаментов машин на:

- периодическую нагрузку;
- импульсную нагрузку;
- случайную нагрузку;
- кинематическое возбуждение.

Программа «Фундамент» выполняет расчеты конструкций, работающих в грунте, либо составляющих с грунтом единую расчетную схему. Теории расчета взяты либо из соответствующих СНиПов и СП, а также руководств и приложений к ним, либо из учебных пособий для вузов, что оговорено отдельно. В последнем случае, как правило, расчет производится по нескольким теориям расчета, чтобы пользователь имел возможность сравнения и оценки результатов.

Кроме того, программа имеет ряд справочников и калькуляторов, с помощью которых расчетчик может собрать нагрузки на фундамент, получить полную информацию по серийным конструкциям фундаментов и подпорных стен, произвести оптимальную замену подобранной арматуры, подобрать арматурные сетки и т. д.

Программа выполнена таким образом, что требует от пользователя минимум исходной информации, представляя пользователю возможность программного вычисления необходимых исходных данных во всех случаях, допустимых действующими нормами СНиП и СП.

Вся работа с программой сводится к заполнению активных окошек и выбору подходящих характеристик (рис. 6.11), после чего нажимается кнопка «**Расчет**». При этом имеется возможность вариации типов и способов устройства фундаментов. Все общие исходные данные при переходе от одного типа к другому остаются в активных окошках. С целью уменьшения вводимых исходных данных используется диалоговый режим работы.

Вся информация вместе с исходными данными для расчета оформляется в виде отчета о результатах работы программы. Она может быть просмотрена в отдельном окне просмотра, отредактирована и сохранена либо в файл, либо открыта в редакторе Word.

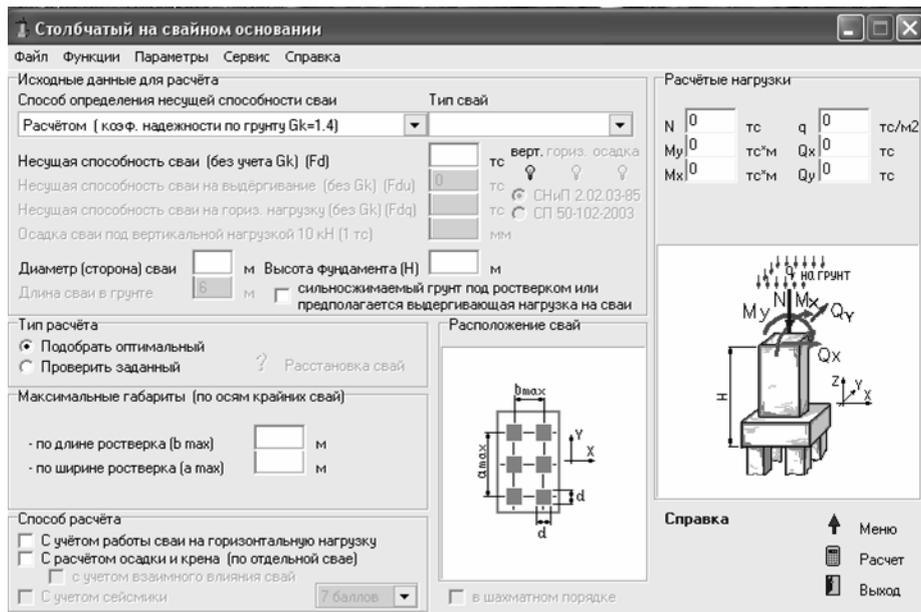


Рис. 6.11 Окно расчета программы «Фундамент»

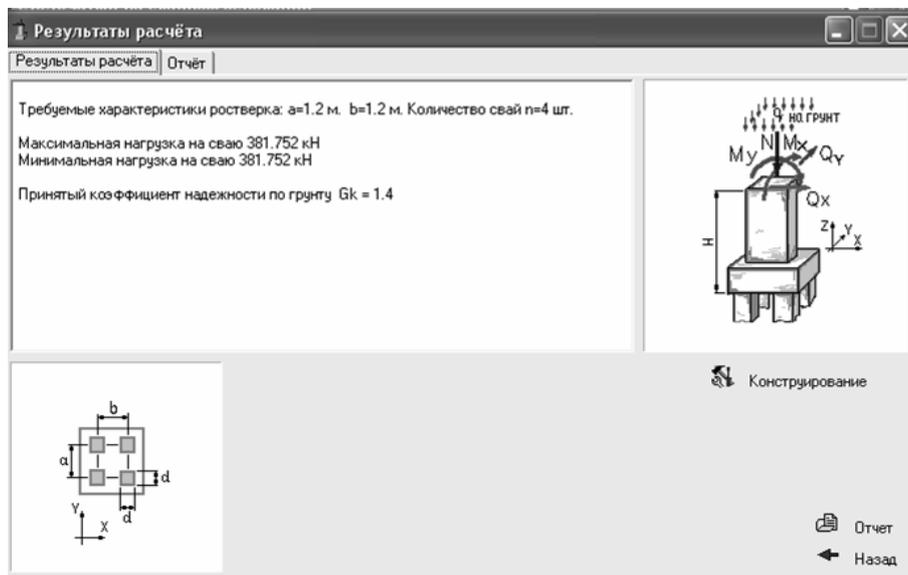


Рис. 6.12. Окно результатов расчета программы «Фундамент»

Программа выполнена в виде помощника, она не требует к себе много внимания, не занимает собой много места и времени, однако быстро дает необходимую информацию. Она может быть удачно использована совместно с проектированием в среде AutoCAD, а также как самостоятельный инструмент в работе проектировщика.

## ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Проектирование оснований и фундаментов является комплексным процессом, предполагающим учет значительного количества различных факторов.

Выбор наиболее оптимального решения осуществляется, как правило, при технико-экономическом сравнении различных вариантов устройства оснований и фундаментов, которые производятся по следующим показателям: экономической эффективности; материалоемкости; срокам выполнения работ; величинам предельных и относительной неравномерности осадок; возможности выполнения работ в зимнее время; трудоемкости выполнения работ при разработке котлованов (водопонижение, крепление стенок котлована и т. п.).

Дисциплина «Основания и фундаменты» находится в постоянном развитии, совершенствуются методы расчета и проектирования как новых фундаментов, так и фундаментов зданий, требующих реконструкции.

Также совершенствуются и системы автоматизированного проектирования оснований и фундаментов. В настоящее время системы автоматизированного проектирования позволяют учитывать изменчивость параметров грунта в пределах всей площадки строительства, а также рассчитывать фундаменты с учетом работы конструкций всего здания. Однако при проектировании не стоит забывать, что ни одна программа не может претендовать на универсальность и безошибочность. Поэтому современный студент обязательно должен владеть и «ручным расчетом», позволяющим избежать появления заведомо неправильного результата при проектировании.

Определение коэффициента  $\alpha$ 

$\zeta$	Коэффициент $\alpha$ для фундаментов							
	круглых	прямоугольных с соотношением сторон $\eta = l/b$						ленточных $\eta \geq 10$
		1,0	1,4	1,8	2,4	3,2	5	
0	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	0,977	0,977	0,977
0,8	0,756	0,800	0,848	0,866	0,876	0,879	0,881	0,881
1,2	0,547	0,606	0,682	0,717	0,739	0,749	0,754	0,755
1,6	0,390	0,449	0,532	0,578	0,612	0,629	0,639	0,642
2,0	0,285	0,336	0,414	0,463	0,505	0,530	0,545	0,550
2,4	0,214	0,257	0,325	0,374	0,419	0,449	0,470	0,477
2,8	0,165	0,201	0,260	0,304	0,349	0,383	0,410	0,420
3,2	0,130	0,160	0,210	0,251	0,294	0,329	0,360	0,374
3,6	0,106	0,131	0,173	0,209	0,250	0,285	0,319	0,337
4,0	0,087	0,108	0,145	0,176	0,214	0,248	0,285	0,306
4,4	0,073	0,091	0,123	0,150	0,185	0,218	0,255	0,280
4,8	0,062	0,077	0,105	0,130	0,161	0,192	0,230	0,258
5,2	0,053	0,067	0,091	0,113	0,141	0,170	0,208	0,239
5,6	0,046	0,058	0,079	0,099	0,124	0,152	0,189	0,223
6,0	0,040	0,051	0,070	0,087	0,110	0,136	0,173	0,208
6,4	0,036	0,045	0,062	0,077	0,099	0,122	0,158	0,196
6,8	0,031	0,040	0,055	0,064	0,088	0,110	0,145	0,185
7,2	0,028	0,036	0,049	0,062	0,080	0,100	0,133	0,175
7,6	0,024	0,032	0,044	0,056	0,072	0,091	0,123	0,166
8,0	0,022	0,029	0,040	0,051	0,066	0,084	0,113	0,158
8,4	0,021	0,026	0,037	0,046	0,060	0,077	0,105	0,150
8,8	0,019	0,024	0,033	0,042	0,055	0,071	0,098	0,143
9,2	0,017	0,022	0,031	0,039	0,051	0,065	0,091	0,137
9,6	0,016	0,020	0,028	0,036	0,047	0,060	0,085	0,132
10,0	0,015	0,019	0,026	0,033	0,043	0,056	0,079	0,126
10,4	0,014	0,017	0,024	0,031	0,040	0,052	0,074	0,122
10,8	0,013	0,016	0,022	0,029	0,037	0,049	0,069	0,117
11,2	0,012	0,015	0,021	0,027	0,035	0,045	0,065	0,113
11,6	0,011	0,014	0,020	0,025	0,033	0,042	0,061	0,109
12,0	0,010	0,013	0,018	0,023	0,031	0,040	0,058	0,106

**Расчетное сопротивление под нижним концом  
забивных свай и свай-оболочек**

Глубина погружения нижнего конца сваи, м	Расчетное сопротивление под нижним концом забивных свай и свай-оболочек, погружаемых без выемки грунта, R, кПа						
	песчаных грунтов средней плотности						
	гравелистых	крупных	—	средней крупности	мелких	пылеватых	—
	пылевато-глинистых грунтов при показателе текучести $I_L$ , равном						
	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6
3	7500	6600	3000	3100	2000	1100	600
		4000		2000	1200		
4	8300	6800	3800	3200	2100	1250	700
		5100		2500	1600		
5	8800	7000	4000	3400	2200	1300	800
		6200		2800	2000		
7	9700	7300	4300	3700	2400	1400	850
		6900		3300	2200		
10	10 500	7700	5000	400	2600	1500	900
		7300		3500	2400		
15	11 700	6200	5600	4400	2900	1650	1000
		7500		4000			
20	12 600	8500	6200	4800	3200	1800	1100
				4500			
25	13 400	9000	6800	5200	3500	1950	1200
30	14 200	9500	7400	5600	3800	2100	1300
35	15 000	10 000	8000	6000	4100	2250	1400

Примечания: 1. Над чертой даны значения для песчаных грунтов, под чертой – для пылевато-глинистых.  
2. Глубину погружения нижнего конца сваи и среднюю глубину расположения слоя грунта в водоеме следует принимать от уровня дна после общего размыва расчетным паводком.  
3. Для плотных песчаных грунтов значения R увеличиваются на 60%, но не более чем до 20 000 кПа.

Таблица Б.2

**Коэффициенты условий работы грунта  $\gamma_{cr}$  и  $\gamma_{cf}$** 

Способы погружения забивных свай и свай-оболочек, погружаемых без выемки грунта и виды грунтов	Коэффициенты условий работы грунта	
	под нижним концом $\gamma_{cr}$	на боковой поверхности $\gamma_{cf}$
Погружение сплошных и полых с закрытым нижним концом свай механическими, паровоздушными и дизельными молотами	1,0	1,0
Погружение забивкой и вдавливанием в предварительно пробуренные лидерные скважины с заглублением концов свай не менее 1 м ниже забоя скважины при ее диаметре:		
а) равном стороне квадратной сваи;	1,0	0,5
б) на 0,05 м менее стороны квадратной сваи;	1,0	0,6
в) на 0,15 м менее стороны квадратной или диаметра сваи круглого сечения (для опор линий электропередачи)	1,0	1,0
Погружение с подмывом в песчаные грунты при условии добивки свай на последнем этапе погружения без применения подмыва на 1 м и более	1,0	0,9
Вибропогружение и вибровдавливание свай в грунты:		
а) песчаные средней плотности:		
крупные и средней крупности	1,2	1,0
мелкие	1,1	1,0
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

## Продолжение приложения Б

Окончание табл. Б.2

Способы погружения забивных свай и свай-оболочек, погружаемых без выемки грунта и виды грунтов	Коэффициенты условий работы грунта	
	под нижним концом $\gamma_{cr}$	на боковой поверхности $\gamma_{cf}$
Погружение молотами полых железобетонных свай с открытым нижним концом:		
а) при диаметре полости сваи менее 0,4 м	1,0	1,0
б) то же, от 0,4 до 0,8 м	0,7	1,0
Погружение любым способом полых свай круглого сечения с закрытым нижним концом на глубину 10 м и более с последующим устройством в нижнем конце свай камуфлетного уширения в песчаных грунтах средней плотности и в пылевато-глинистых грунтах с показателем текучести $I_L \leq 0,5$ при диаметре уширения, равном:		
а) 1,0 м независимо от указанных видов грунта;	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
Погружение вдавливанием свай:		
а) в пески крупные, средней крупности и мелкие	1,1	1,0
б) в пески пылеватые	1,1	0,8
в) в пылевато-глинистые грунты с показателем текучести $I_L < 0,5$	1,1	1,0
г) то же, $I_L \geq 0,5$	1,0	1,0
Примечание. Коэффициенты $\gamma_{cr}$ и $\gamma_{cf}$ для пылевато-глинистых грунтов с показателем текучести $0 < I_L < 0,5$ определяются интерполяцией.		

Таблица Б.3

**Расчетные сопротивления на боковой поверхности  
забивных свай и свай-оболочек**

Средняя глубина расположения слоя грунта, м	Расчетные сопротивления на боковой поверхности забивных свай и свай-оболочек $f_i$ , кПа								
	песков средней плотности								
	крупных и средней круп- ности	мелких	пылеватых	—	—	—	—	—	—
	пылевато-глинистых грунтов при показателе текучести $I_L$ , равном								
	$\leq 0,2$	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
1	35	23	15	12	8	4	4	3	2
2	42	30	21	17	12	7	5	4	4
3	48	35	25	20	14	8	7	6	5
4	53	38	27	22	16	9	8	7	5
5	56	40	29	24	17	10	8	7	6
6	58	42	31	25	18	10	8	7	6
8	62	44	33	26	19	10	8	7	6
10	65	46	34	27	19	10	8	7	6
15	72	51	38	28	20	11	8	7	6
20	79	56	41	30	20	12	8	7	6
25	86	61	44	32	20	12	8	7	6
30	99	66	47	34	21	12	9	8	7
$\geq 35$	100	70	50	36	22	13	9	8	7

Примечания: 1. При определении расчетных сопротивлений грунтов на боковой поверхности свай пласты грунтов следует расчленять на однородные слои не более 2 м.

2. Значения расчетного сопротивления плотных песчаных грунтов на боковой поверхности свай  $f_i$  следует увеличивать на 30% по сравнению со значениями, приведенными в таблице Б.3.

3. Расчетные сопротивления супесей и суглинков с коэффициентом пористости  $e < 0,5$  и глин с коэффициентом  $e < 0,6$  следует увеличить на 15% по сравнению со значениями, приведенными в таблице Б.3, при любых значениях показателя текучести.

Таблица Б.4

Расчетные коэффициенты  $\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3, \alpha_4$ 

Коэффициенты	Расчетные значения угла внутреннего трения грунта $\varphi_1$ , град.								
	23	25	27	29	31	33	35	37	39
$\alpha_1$	9,5	12,6	17,3	24,4	34,6	48,6	71,3	108,0	163,0
$\alpha_2$	18,6	24,8	32,8	45,5	64,0	87,6	127,0	185,0	260,0
$\alpha_3$ при $h/d$ , равном:									
4,0	0,78	0,79	0,80	0,82	0,84	0,85	0,85	0,85	0,87
5,0	0,75	0,76	0,77	0,79	0,81	0,82	0,83	0,84	0,85
7,5	0,68	0,70	0,71	0,74	0,76	0,78	0,80	0,82	0,84
10,0	0,62	0,65	0,67	0,70	0,73	0,75	0,77	0,79	0,81
Коэффициенты	Расчетные значения угла внутреннего трения грунта $\varphi_1$ , град.								
	23	25	27	29	31	33	35	37	39
12,5	0,58	0,61	0,63	0,67	0,70	0,73	0,75	0,78	0,80
15,0	0,55	0,58	0,61	0,65	0,68	0,71	0,73	0,76	0,79
17,5	0,51	0,55	0,58	0,62	0,66	0,69	0,72	0,75	0,78
20,0	0,49	0,53	0,57	0,61	0,65	0,68	0,72	0,75	0,78
22,5	0,46	0,51	0,55	0,60	0,64	0,67	0,71	0,74	0,77
25,0 и более	0,44	0,49	0,54	0,59	0,63	0,67	0,70	0,74	0,77
$\alpha_4$ при $d$ , равном, м:									
0,8 и менее	0,34	0,31	0,29	0,27	0,26	0,25	0,24	0,23	0,22
4,0	0,25	0,24	0,23	0,22	0,21	0,20	0,19	0,18	0,17
Примечание. Для промежуточных значений $\varphi_1$ , $h/d$ и $d$ значения коэффициентов $\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3$ и $\alpha_4$ определяют интерполяцией									

Таблица Б.5

**Расчетное сопротивление под нижним концом набивных и буровых свай**

Глубина заложения нижнего конца сваи $h$ , м	Расчетное сопротивление $R$ , кПа, под нижним концом набивных и буровых свай с уширением и без уширения и свай-оболочек, погружаемых с выемкой грунта и заполняемых бетоном, при глинистых грунтах, за исключением просадочных, с показателем текучести $I_L$ , равным						
	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6
3	850	750	650	500	400	300	250
5	1000	850	750	650	500	400	350
7	1150	1000	850	750	600	500	450
10	1350	1200	1050	950	800	700	600
12	1550	1400	1250	1100	950	800	700
15	1800	1650	1500	1300	1100	1000	800
18	2100	1900	1700	1500	1300	1150	950
20	2300	2100	1900	1650	1450	1250	1050
30	3300	3000	2600	2300	2000	–	–
40	4500	4000	3500	3000	2500	–	–

Примечание. Для свайных фундаментов опор мостов значения, приведенные в таблице, следует:

а) повышать (при расположении опор в водоеме) на величину, равную  $1,5 \gamma_{\text{н}} h_{\text{н}}$ , где  $\gamma_{\text{н}}$  – удельный вес воды –  $10 \text{ кН/м}^3$ ;  $h_{\text{н}}$  – глубина слоя воды в водоеме от ее уровня при расчетном паводке до уровня дна водоема, а при возможности размыва – до уровня дна после общего размыва;

б) понижать при коэффициенте пористости грунта  $e > 0,6$ , при этом коэффициент понижения  $m$  следует определять интерполяцией между значениями  $m = 1,0$  при  $e = 0,6$  и  $m = 0,6$  при  $e = 1,1$

Таблица Б.6

**Коэффициент условий работы сваи  $\gamma_{cf}$** 

Сваи и способы их устройства	Коэффициент условий работы сваи $\gamma_{cf}$			
	в песках	в супе- сях	в суг- линках	в глинах
1. Набивные при забивке инвентарной трубы с наконечником	0,8	0,8	0,8	0,7
2. Набивные виброштампованные	0,9	0,9	0,9	0,9
3. Буровые, в том числе с уширением, бетонируемые:				
а) при отсутствии воды в скважине (сухим способом), а также при использовании обсадных инвентарных труб;	0,7	0,7	0,7	0,6
б) под водой или под глинистым раствором;	0,6	0,6	0,6	0,6
в) жесткими бетонными смесями, укладываемыми с помощью глубинной вибрации (сухим способом)	0,8	0,8	0,8	0,7
4. Бурунабивные, полые круглые, устраиваемые при отсутствии воды в скважине с помощью вибросердечника	0,8	0,8	0,8	0,7
5. Сваи-оболочки, погружаемые вибрированием с выемкой грунта	1,0	0,9	0,7	0,6
6. Сваи-столбы	0,7	0,7	0,7	0,6
7. Буриинъекционные, изготавливаемые под защитой обсадных труб или бентонитового раствора с опрессовкой давлением	0,9	0,8	0,8	0,8

## БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Алексеев, В.М. Основания и фундаменты: Курсовое и дипломное проектирование / В.М. Алексеев, В.П. Каминский. – Воронеж : ВГАСА, 1995.
2. Берлинов, М.В. Основания и фундаменты / М.В. Берлинов. – М. : Лань, 2011.
3. Берлинов, М.В. Примеры расчета оснований и фундаментов / М.В. Берлинов, Б.А. Ягупов. – М. : Лань, 2013.
4. Берлинов, М.В. Расчет оснований и фундаментов / М.В. Берлинов, Б.А. Ягупов. – М. : Лань, 2011.
5. Веселов, В.А. Проектирование оснований и фундаментов / В.А. Веселов. – М : Стройиздат, 1990.
6. Далматов, Б.И. Механика грунтов, основания и фундаменты / Б.И. Далматов. – Л. : Лань, 2012.
7. Копейкин, В. С. Основы механики грунтов и теории расчетов гибких фундаментов. : учебное пособие для вузов / В. С. Копейкин. – М. : АСВ, 2000.
8. Малышев, М.В. Механика грунтов. Основания и фундаменты (в вопросах и ответах) : учебное пособие / М.В. Малышев, Г.Г. Болдырев. – М. : Издательство АСВ, 2001.
9. Методические указания по использованию ЭВМ в курсовом и дипломном проектировании к курсу «Основания и фундаменты» / сост. С. А. Пьянков. – Ульяновск : УлГТУ, 2003.
10. Основания и фундаменты : справочник / Г.И.Швецов, И.В.Носков, А.Д. Слободян, Г.С. Госькова. – М. : Высшая школа, 1991.
11. Основания фундаменты и подземные сооружения : справочник проектировщика / под ред. Е.А. Сорочана, Ю.Г. Трофименкова. – М.: Стройиздат, 1986.

12. Проектирование фундаментов зданий и подземных сооружений : учебное пособие для вузов / под ред. Б. И. Далматова. – 2-е изд. – М. : СПб. : АСВ : СПбГАСУ, 2002.
13. Пьянков, С.А. Механика грунтов : учебно-методический комплекс / С.А. Пьянков. – Ульяновск : УлГТУ, 2006.
14. Пьянков, С.А. Свайные фундаменты : учебное пособие / С.А. Пьянков. – Ульяновск: УлГТУ, 2006.
15. Пьянков, С.А. Методические указания к лабораторным работам по курсу «Механика грунтов» / С.А. Пьянков, З.К. Азизов. – Ульяновск : УлГТУ, 2013.
16. Пьянков, С.А. Задание и методические указания к курсовому проекту по курсу «Основания и фундаменты» / С.А. Пьянков, З.К. Азизов. – 2-е изд. – Ульяновск: УлГТУ, 2005.
17. Пьянков, С.А. Методические указания к практическим занятиям «Свайные фундаменты» по курсу «Основания и фундаменты» / С.А. Пьянков, З.К. Азизов. – Ульяновск: УлГТУ, 2003.
18. Пьянков, С.А. Методические указания к практическим занятиям по курсу «Механика грунтов, основания и фундаменты» / С.А. Пьянков, З.К. Азизов, А.А. Шкляр. – Ульяновск: УлГТУ, 2001.
19. Симагин, В. Г. Основания и фундаменты зданий после перерыва в строительстве : учебное пособие для вузов / В. Г. Симагин, П. А. Коновалов. – М. ; АСВ : ПГУ, 2004.
20. Ухов, С.Б. Механика грунтов, основания и фундаменты / С.Б. Ухов, В.В. Семенов, В.В. Знаменский, З.Г. Тер-Мартirosян, С.Н. Чернышев. – М. : Издательство АСВ, 2005.
21. НИИОСП. Пособие по проектированию оснований зданий и сооружений. – М. : Стройиздат, 1986.

22. СП 131.13330.2012 «Строительная климатология. Актуализированная версия СНиП 23-01-99\*». – М. : Минрегион России, 2012.
23. СП 25.13330.2012 «Основания и фундаменты на вечномерзлых грунтах. Актуализированная редакция СНиП 2.02.04-88». – М. : Минрегион России, 2012.
24. СП 22.13330.2011 «Основания зданий и сооружений. Актуализированная редакция СНиП 2.02.01-83\*». – М. : Минрегион России, 2011.
25. СП 24.13330.2011 «Свайные фундаменты. Актуализированная редакция СНиП 2.02.03–85». – М. : Минрегион России, 2011.
26. СП 26.13330.2012 «Фундаменты машин с динамическими нагрузками Актуализированная редакция СНиП 2.02.05-87». – М. : Минрегион России, 2012.
27. СП 20.13330.2011 «Нагрузки и воздействия. Актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85\*». – М. : Минрегион России, 2011.
28. СП 47.13330.2012 «Инженерные изыскания для строительства. Основные положения. Актуализированная редакция СНиП 11-02-96». – М. : Минрегион России, 2012.
29. <http://www.geotek.ru> – ООО «Геотек» Геотехническая продукция, учебные курсы, проектирование, публикации.
30. <http://www.know-house.ru> – Информационная система по строительству.
31. <http://www.gpntb.ru> – Государственная публичная научно-техническая библиотека России.
32. <http://www.docinfo.ru> – «Медиа Сервис» информационное агентство, документация, электронные сборники.
33. <http://www.sciteclibrary.ru> – Научно-техническая библиотека.

Учебное издание

ПЬЯНКОВ Сергей Анатольевич  
АЗИЗОВ Загид Керимович

**ОСНОВАНИЯ И ФУНДАМЕНТЫ**

Учебное пособие

ЭИ 354.

Редактор Н.А. Евдокимова

ЛР №020640 от 22.10.97

Подписано в печать 18.09.2014. Формат 60×84/16.

Усл. печ. л. 11,63. Тираж 100 экз. Заказ 1042.

Ульяновский государственный технический университет,  
432027, г. Ульяновск, ул. Сев. Венец, д. 32.

ИПК «Венец» УлГТУ, 432027, г. Ульяновск, ул. Сев. Венец, д. 32.